

Ein Modell zur Beschreibung des Querkrafttragverhaltens von Stahlverbunddecken aus Leicht- und Normalbeton

Beim Fachbereich Bauingenieurwesen
der Technischen Universität Kaiserslautern
zur Verleihung des akademischen Grades

DOKTOR-INGENIEUR (Dr.-Ing.)

genehmigte

DISSERTATION

von

Dipl.-Ing. Simon S. Hartmeyer

aus Kusel

Dekan:	Prof. Dr. rer. nat. R. Jüpner
1. Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. W. Kurz
2. Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. E. Fehling
Tag der mündlichen Prüfung:	15.09.2014

Kaiserslautern 2014

(D 386)

Vorwort

Die vorliegende Doktorarbeit entstand in den Jahren 2009 bis 2013 während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Assistent am Fachgebiet Stahlbau der Technischen Universität Kaiserslautern.

Mein Dank gilt dem Fachgebietsleiter Prof. Dr.-Ing. Kurz, der als Erstberichterstatter zum Erfolg dieser Arbeit maßgebend beigetragen hat und mir ein hohes Maß an Vertrauen entgegenbrachte. Bei Prof. Dr.-Ing. Fehling, Institutsleiter Massivbau der Universität Kassel, möchte ich mich für die Übernahme des Koreferates bedanken.

Ohne Zweifel wäre diese Arbeit ohne die Mitarbeiter der Versuchseinrichtungen der Technischen Universität Kaiserslautern nicht möglich gewesen. Daher gilt mein größtmöglicher Dank ihnen.

Meiner Familie und Lebensgefährtin möchte ich für die allgegenwärtige Unterstützung, ihr Verständnis und ihre Gutmütigkeit danken.

Den Kollegen des Bauingenieurwesens, die mir mit Rat und Tat zur Seite gestanden haben, gilt es für die Zusammenarbeit der letzten Jahre ebenfalls zu danken.

Kaiserslautern, 2014

Simon Hartmeyer

Simon S. Hartmeyer

**Ein Modell zur Beschreibung des
Querkrafttragverhaltens von Stahlverbunddecken
aus Leicht- und Normalbeton**

Inhalt

Zusammenfassung	iv
Abstract	v
Formelzeichen und Abkürzungen	vi
1 Einleitung und Zielsetzung	1
1.1 Einführung und Problemstellung	1
1.2 Stand der Forschung	2
1.3 Ziel der Arbeit	5
1.4 Vorgehensweise und Erläuterungen	6
2 Werkstoffeigenschaften von Normal- und Leichtbeton	8
2.1 Allgemein	8
2.2 Spezifische Materialeigenschaften unter Druck	8
2.2.1 Druckfestigkeit	8
2.2.2 Elastizitätsmodul	10
2.2.3 Spannungs-Dehnungs-Linien	11
2.3 Spezifische Materialeigenschaften unter Zug	12
2.3.1 Zugfestigkeit	12
2.3.2 Entfestigungsverhalten	14
3 Stahlverbunddecken	18
3.1 Grundlagen	18
3.2 Profilblechtypen und Verbundwirkung	19
3.3 Werkstoffeigenschaften von Verbundprofilen	20
3.4 Versagensformen	21
3.5 Längsschubtragfähigkeit	23
3.6 Querkrafttragfähigkeit	26
4 Einflussfaktoren auf die Querkrafttragfähigkeit von Verbunddecken	29
4.1 Einführung	29
4.2 Festbetoneigenschaften	29
4.3 Verdübelungswirkung der Längsbewehrung	34
4.4 Maßstabseffekt und Tragwirkung im Riss	36
4.5 a/d - Verhältnis als Maß der Schubschlankheit	38
4.6 Druckzonentraganteil	39
4.7 Eigentragfähigkeit des Verbundblechs	42

5	Untersuchungen zur Verdübelungswirkung hinterschnittener Verbundprofile	43
5.1	Allgemein	43
5.2	Versuchsbeschreibung	43
5.3	Versuchsergebnisse	46
5.4	Modellentwicklung	52
5.4.1	Überprüfung der Anwendbarkeit eines bestehenden Modells	52
5.4.2	Modell zur Berechnung der Verdübelungswirkung bei Betonversagen	55
5.5	Schlussfolgerungen	59
6	Experimentelle Untersuchungen zum Querkrafttragverhalten von Verbunddecken	62
6.1	Allgemein	62
6.2	Versuchsbeschreibung	64
6.2.1	Herstellung der Versuchskörper	64
6.2.1.1	Allgemein	64
6.2.1.2	Verbunddecken mit kurzer Schublänge und LWAC	68
6.2.1.3	Verbunddecken mit mittlerer bis langer Schublänge und LWAC	70
6.2.1.4	Verbunddecken mit mittlerer bis langer Schublänge und NWAC	71
6.2.2	Werkstoffe	73
6.2.2.1	Allgemein	73
6.2.2.2	Verbunddecken mit kurzer Schublänge und LWAC	74
6.2.2.3	Verbunddecken mit mittlerer bis langer Schublänge und LWAC	75
6.2.2.4	Verbunddecken mit mittlerer bis langer Schublänge und NWAC	76
6.2.3	Versuchsdurchführung und Messtechnik	77
6.3	Versuchsergebnisse	79
6.3.1	Einleitung	79
6.3.2	Verbunddecken mit kurzer Schublänge und LWAC	81
6.3.3	Verbunddecken mit mittlerer bis langer Schublänge und LWAC	88
6.3.4	Verbunddecken mit mittlerer bis langer Schublänge und NWAC	91
6.4	Vergleich und Bewertung	94
7	Ein Beitrag zum Längsschubtragverhalten von Verbunddecken	97
7.1	Einführung	97
7.2	Schlupfentwicklung und Dehnungsverteilung im Querschnitt	97
7.3	Untersuchungen an Blechverformungsankern in Leichtbeton	102
7.4	Längsrissbildung	106
7.5	Zur Wirkung von mechanischem Verbund und Reibverbund	110

8	Modellentwicklung zur Beschreibung der Querkrafttragfähigkeit von Verbunddecken	115
8.1	Grundlagen	115
8.2	Schubtraganteil des Verbundblechs	117
8.3	Schubtraganteil der ungerissenen Druckzonenhöhe	120
8.4	Grundwert der Querkrafttragfähigkeit	123
8.5	Einfluss der Rissverzahnung	124
8.6	Modellbetrachtung	130
8.7	Stat. Widerstandsmodell nach DIN EN 1990 Anhang D	133
9	Zusammenfassung und Ausblick	141
	Literatur	145
	Normen und Richtlinien	145
	Veröffentlichungen	146
	Stichwortverzeichnis	152
	Anhang A / Versuchsdocumentation zu Kapitel 5	154
A.1	Versuchspläne	154
A.2	Versuchsergebnisse	156
	Anhang B / Versuchsdocumentation zu Kapitel 6	171
B.1	Versuchspläne	172
B.1.1	Verbunddecken mit kurzer Schublänge und LWAC	172
B.1.2	Verbunddecken mit mittlerer bis langer Schublänge und LWAC	173
B.1.3	Verbunddecken mit mittlerer bis langer Schublänge und NWAC	176
B.2	Versuchsbezeichnungen und Abmessungen	178
B.3	Rezepturen und Werkstoffkennwerte	186
B.4	Versuchsergebnisse	196
B.4.1	Datenbasis - Tabellarische Übersicht	196
B.4.2	Datenbasis - Last-Verformungskurven	204
B.5	Aufstellung der Modellergebnisse	209
	Lebenslauf	215

Zusammenfassung

Die Verbunddecke ist ein Deckensystem, das Akzeptanz und Wirtschaftlichkeit bei gleichzeitig ausgereifter bautechnischer Qualität vereint. Nachweiskonzepte zur Biegetragfähigkeit und Längsschubtragfähigkeit wurden bereits für normative Regelungen erarbeitet. Für die Bemessung unter Querkraft orientiert sich das Regelwerk für Verbundbau am Nachweiskonzept für Massivbauteile. Eine eigenständige, an die besondere konstruktive Gestaltung von Verbunddecken angepasste Bemessung ist nicht vorhanden. Bisher wird somit ein empirisch gestütztes Querkraftmodell verwendet, dessen statistische Kalibrierung ohne Berücksichtigung von Verbunddeckenversuchen vorgenommen wurde. Neuere Untersuchungen an Verbunddecken mit gefügedichtem Leichtbeton zeigten, dass bei einem ungünstigen Verhältnis der Zug- zur Druckfestigkeit des Betons und in Abhängigkeit der Verankerung der Längsbewehrung relevante Sicherheitsdefizite infolge Querkraftversagen auftreten können.

Im Rahmen dieser Arbeit wurden die das Querkraftversagen bei Verbunddecken auslösenden Mechanismen separiert und in ihrer Wirkung beschrieben. Hierzu wurden eine Vielzahl von Querkraftversuchen an Verbunddecken mit variierender Blechgeometrie und in wechselnder Kombination mit Normal- und Leichtbeton durchgeführt. Aus dem Zugewinn an Erkenntnissen wurde ein mechanisch begründetes, variables Bemessungsmodell für Verbunddecken unter Querkraftbeanspruchung formuliert. Das Modell zeichnet sich durch die Berücksichtigung der bisher vernachlässigten Eigentragfähigkeit des Verbundblechs aus und kann zudem flexibel an die verwendete Betonart sowie an variierende Blechgeometrien angepasst werden. Das Querkraftmodell setzt sich aus den additiv wirkenden Traganteilen des Blechs, der ungerissenen Druckzone sowie der aktivierten Bruchprozesszone zusammen. Damit wurde ein geschlossener Lösungsvorschlag zur Querkraftbemessung erarbeitet, welcher eine optimale und sichere Ausnutzung des Deckensystems ermöglicht. Da die Einzeltragwirkungen individuell und mechanisch beschrieben wurden sind Ergänzungen leicht möglich, so dass zukünftig auch die Einbindung der Wirkung von Faserbeton denkbar wäre.

In der Arbeit wurde erstmals der Frage nach einem ingenieurmäßigen Nachweisformat für Verbunddecken unter Schubbeanspruchung nachgegangen. Die gewonnenen Erkenntnisse ermöglichen Schlussfolgerungen zu dem von Stahlbetonbalken abweichenden Tragverhalten und liefern damit eine Basis für weitere Forschungsansätze. Um dies zu unterstützen wurde eine umfangreiche Datensammlung durchgeführt und in einer Versuchsdatenbank von Stahlverbunddecken mit Querkraftversagen festgehalten.

Schlagworte

Verbundbau, Verbunddecke, Querkraft, Querkrafttragverhalten, Verbundprofil, Leichtbeton, Normalbeton

Abstract

The use of composite slabs is common because of its acceptance, technical quality and economic advantages. Design concepts for bending and longitudinal shear of the composite slabs are already embedded in the standardization. For the verification of the shear force capacity of composite slabs, the code of composite elements refers to the semi-empirical regulations for massive concrete beams without shear reinforcement. These empirical rules were not adapted to the specific bearing behaviour of composite slabs and a discrete model for composite slabs under shear load is missing. Latest investigations with composite slabs and structural lightweight aggregate concrete revealed a safety deficit in case of shear failure. The inaccuracy in the description of the failure mode depended on an unfavourable ratio between concrete tensile strength and compressive strength and interacts with the anchorage of the longitudinal reinforcement.

Within the scope of this project the failure mechanisms of vertical shear in composite slabs were separated and described in their effect in order to develop a suitable shear model. For this purpose, shear tests on composite slabs with varying plate geometry and an alternating combination with normal and lightweight concrete were performed. A mechanically justified, variable design model for composite slabs subjected to shear forces was formulated from the gain in knowledge. The model is characterized by a variable formulation. It can be adapted to varying sheet geometries and is valid for lightweight and normal weight concrete. The previously neglected shear bearing capacity of the metal sheet was taken into account. The shear model is composed by the vertical bearing components of the metal sheet, the uncracked compression zone and the activatable part of the fracture process zone. The components act in an additive manner. Thus, a first proposal of a closed solution for the shear design of composite slabs has been developed, which allows an efficient and safe utilization of this ceiling system. As the different bearing effects have been described individually, substitutions or supplements of bearing mechanisms are easy. In future, the integration of the effect of fiber-reinforced concrete is conceivable.

For the first time a research project dealt with an analysis for steel composite slabs under shear force. The findings allow conclusions on the structural behavior of composite slabs and the differences to reinforced concrete beams. This provides the basis for further research approaches. An extensive data collection was performed and recorded in a database of composite slabs with vertical shear failure in order to support further investigations.

Subject heading

composite construction, composite slabs, transverse force, shear force behaviour, metal sheets, lightweight aggregate concrete, normal weight aggregate concrete

Formelzeichen und Abkürzungen

An dieser Stelle werden die in dieser Arbeit verwendeten Formelzeichen und Abkürzungen vorgestellt. Die Bezeichnungen entsprechen zumeist der aktuellen europäischen Normung *DIN EN 1992-1-1 2011* und *DIN EN 1994-1-1 2010*. Nicht aufgeführte Zeichen werden im Kontext erläutert.

Abkürzungen

ALWAC	All Lightweight Aggregate Concrete
BPZ	Bruchprozesszone
BVA	Blechverformungsanker
D _{LC}	Versuch zur Dübelwirkung aus Leichtbeton
DMS	Dehnungsmessstreifen
D _{NC}	Versuch zur Dübelwirkung aus Normalbeton
EV	Endverankerung
KBD	Kopfbolzendübel
KMD	Kraftmessdose
LE	Lasteinleitung
LWAC	Lightweight Aggregate Concrete
NAD	Nationales Anwendungsdokument
NWAC	Normal Weight Aggregate Concrete
RE	Risseinleitungsblech
SLWAC	Lightweight Aggregate Concrete with Normal Weight Sand
V _{LC}	Verbunddeckenversuch aus Leichtbeton
V _{NC}	Verbunddeckenversuch aus Normalbeton
WA	Wegaufnehmer
3P	Drei-Punkt-Biegeprüfung
4P	Vier-Punkt-Biegeprüfung

Große lateinische Buchstaben

A	Querschnittsfläche
A _c	Betonquerschnittsfläche
A _{ct}	Querschnittsfläche der Betonzugzone
A _p	Querschnittsfläche des Profilbleches

$A_{p,eff}$	wirksame Querschnittsfläche des Profilbleches
A_s	Querschnittsfläche des Betonstahls
E_c / E_{lc}	Elastizitätsmodul (mittlerer Sekantenmodul) des Betons
E_p	mittlerer Elastizitätsmodul des Verbundblechs
L	Länge, Stützweite, wirksame Stützweite
L_o	Überstand einer Verbunddecke über die Auflagerlinie
L_s	Länge zwischen Auflager und Lasteinleitung
L_v	Schublänge inkl. Überstand L_o
L_A	Auflagertiefe
L_x	Abstand zwischen dem Auflager und dem betrachteten Querschnitt
M	Biegemoment
M_{Ed}	Bemessungswert des einwirkenden Momentes
M_{pa}	Bemessungswert der vollplastischen Momententragfähigkeit des wirk-samen Querschnitts eines Profilbleches
$M_{pl,Rd}$	Bemessungswert der vollplastischen Momententragfähigkeit des Ver-bundquerschnitts bei vollständiger Verdübelung
M_{pr}	reduzierte vollplastische Momententragfähigkeit eines Profilbleches
M_{Rd}	Bemessungswert der Momententragfähigkeit einer Verbunddecke
N	Normalkraft
N_c	Drucknormalkraft des Betongurtes
$N_{c,f}$	Drucknormalkraft des Betongurtes bei vollständiger Verdübelung
N_p	vollplastische Normalkrafttragfähigkeit des Profilblechs
N_{pe}	mittels Teilverbundtheorie ermittelte, im Verbunddeckenversuch veran-terte Zugkraft
N_s	vollplastische Normalkrafttragfähigkeit der Bewehrung
R_{eH}	obere Streckgrenze (vor dem ersten Lastabfall bei Fließbeginn)
R_m	Spannung bei Erreichen der Höchstkraft F_m
$R_{p,0.2}$	Spannung bei einer plastischen Extensometer-Dehnung von 0.2 %
$R^T_{A,K}$	charakteristische Endauflagertragfähigkeit des Profilblechs
$V_{0.1}$	Versuchslast bei einem messbaren Endschlupf von 0.1 mm
V_{Ed}	Bemessungswert der auf den Verbundquerschnitt einwirkenden Quer-kraft
$V_{Rm,ct}$	Mittelwert der Querkrafttragfähigkeit

$V_{Dü}$	Tragfähigkeit der Dübelwirkung
V_t	Querkraft im Versuch
V_u	Versagensquerkraft im Versuch
$V_{p,Rm}$	rechnerische Eigentragfähigkeit des Verbundblechs unter Querlast
Z_p	Verankerte Zugkraft

Kleine lateinische Buchstaben

b	Breite
b_b	untere Breite einer Betonrippe bei Profilblechen
b_c	Breite des Betonkörpers
b_o	mittlere Breite einer Betonrippe (minimale Breite bei hinterschnittener Profilblechgeometrie)
b_r	Rippenbreite bei Profilblechen
b_s	Breite einer Hochsicke
b_w	Breite des kammartigen Querschnitts pro Meter
d_p	Abstand zwischen der Schwerachse des Profilblechs und der Randfaser der Betondruckzone; Abstand Nachweisschnitt neben dem Auflager
d_s	Abstand zwischen der auf Zug beanspruchten Bewehrung und der Randfaser der Betondruckzone
d_{sl}	Durchmesser der Betonstahlbewehrung
e_p	Abstand zwischen der Schwerachse des Profilbleches und der Zugrandfaser des Querschnitts einer Verbunddecke
f_{cd}	Bemessungswert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons
f_{ck} / f_{lck}	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$f_{ck,cube}$	charakteristische Würfeldruckfestigkeit des Betons
f_{cm} / f_{lcm}	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$f_{cm,cube}$	Mittelwert der Würfeldruckfestigkeit des Betons
f_{ctm} / f_{lctm}	Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons
$f_{yp,d}$	Bemessungswert der Streckgrenze von Profilblechen
f_{ypm}	Mittelwert der Streckgrenze von Profilblechen
h	Querschnittshöhe
h_c	Aufbetonhöhe bei Verbunddecken
h_{cz}	Höhe der ungerissenen Druckzone

h_p	Profilblechhöhe ohne Berücksichtigung von Noppen
h_t	Gesamthöhe des Versuchskörpers
h_R	Höhe des Mittelblocks in den Verdübelungsversuchen
i	Zählwert $i = 1 \dots \infty$
l_{bd}	Bemessungswert der Verankerungslänge
l_{ch}	fiktive Risslänge
n	Verhältniszahlen der E-Module Stahl und Beton
n_o	Anzahl vorhandener Tiefsicken
s_L	Relativverschiebungen zwischen Blech und Beton (kurz: Schlupf)
t	Alter, Dicke
t_{nom}	nominale Verbundblechdicke, Kerndicke inkl. Zinkschichtdicke
$t_{m,cor}$	Kerndicke des Verbundblech
w	Durchbiegung
w_c	kritische Rißöffnung (übertragbare Zugspannungen im Riss erreichen den Wert Null)
x	Querschnittsachse senkrecht zur Belastungsrichtung
x_m	Höhe der ungerissenen Druckzone
z	Querschnittsachse parallel zur Belastungsrichtung
z_p	Abstand zwischen der Schwerpunktslage des Verbundblechs und der Zugrandfaser des Querschnitts einer Verbunddecke
z_{pl}	Abstand zwischen der plastischen Nulllinie und der Druckrandfaser des Querschnitts einer Verbunddecke
z_s	Abstand zwischen der auf Zug beanspruchten Bewehrung und der Zugrandfaser des Querschnitts einer Verbunddecke

Große griechische Buchstaben

Σ	Summe
----------	-------

Kleine griechische Buchstaben

$\alpha_{NC} / \alpha_{LC}$	Faktor zur Bestimmung des Traganteils im Schrägriss $\alpha_{\#} = \Sigma \alpha_i$
β	Faktor, Anpassungsbeiwert
γ_C	Teilsicherheitsbeiwert für Beton
γ_M	Teilsicherheitsbeiwert für eine Baustoffeigenschaft unter Berücksichti-

	gung von Modellunsicherheiten und Abweichungen von den nominellen Abmessungen
γ_s	Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl
γ_v	Teilsicherheitsbeiwert für Kopfbolzendübel
γ_{vs}	Teilsicherheitsbeiwert für die Längsschubtragfähigkeit
η	Verdübelungsgrad; Beiwert
η_I	Beiwert zur Ermittlung der Zugfestigkeit von Leichtbeton
η_E	Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses der Rohdichte auf den Elastizitätsmodul
μ	Reibungsbeiwert, Faktor
v_{cr}	Rissgleitung
ρ_{sL}	Beiwert, Längsbewehrungsgrad
ρ_{dry}	Trockenrohddichte
τ_{Rd}	Bemessungswert der Schubtragfähigkeit
τ_u	aus Versuchen ermittelter Wert der Verbundspannung von Verbunddecken
$\tau_{u,Rd}$	Bemessungswert der Verbundspannung von Verbunddecken
$\tau_{u,Rk}$	charakteristischer Wert der Verbundspannung von Verbunddecken
ω_{cr}	Rissöffnung

Erläuterungen

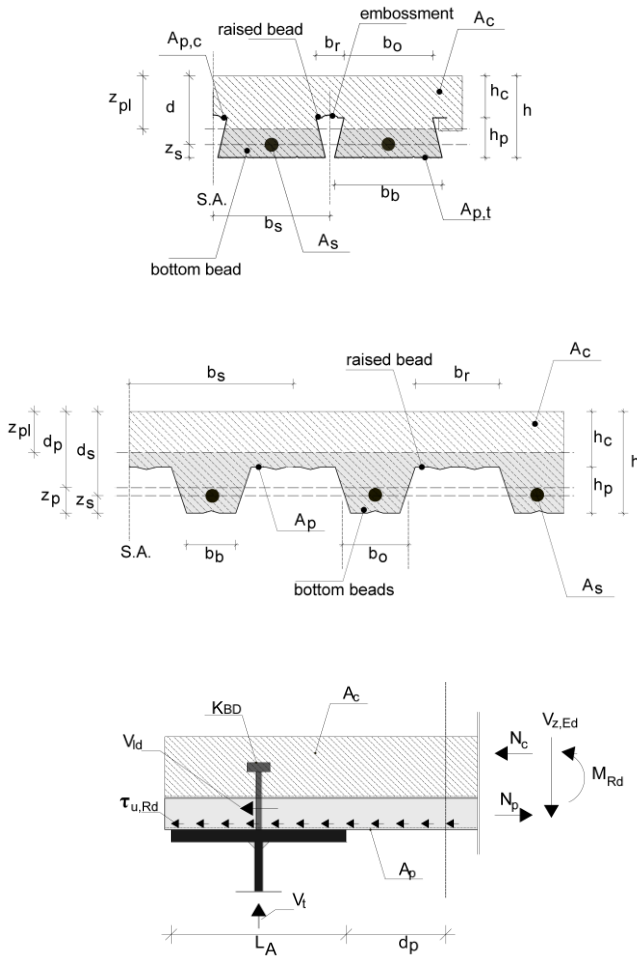


Abb. i.1: Begriffserläuterung und Aufbau einer Verbunddecke unterschiedlicher Geometrie.

Fig. i.1: Definition of acronyms and description of a composite slab of different geometry.

1 Einleitung und Zielsetzung

1.1 Einführung und Problemstellung

Die Verbunddecke ist als Deckensystem international weit verbreitet. Haupteinsatzgebiet sind Bürogebäude und mehrgeschossige Industriebauten. Aufgrund von Gewichtsvorteilen wird die Verbunddecke zunehmend auch als Lösung für Ertüchtigungsmaßnahmen bei der Sanierung von Bestandsgebäuden eingesetzt. Der Bedarf an nachhaltigen Lösungen forcierte die Forschung an leichten Verbunddecken, in denen der normalschwere Beton mit Rohdichten über 2200 kg/dm^3 durch Leichtbeton der Rohdichteklasse D1.6 oder sogar D1.4 ersetzt wurde. Eine einfache Substitution war jedoch nicht möglich (vgl. *Kurz und Mechtcherine 2009*).

Das Verbund- und Versagensverhalten der Decken mit Leichtbeton wird maßgeblich durch die spezifischen Materialeigenschaften der Leichtzuschläge bestimmt. Verbunddecken aus Normalbeton versagen in der Regel durch Überschreiten der Längsschubbeanspruchbarkeit. Für Verbunddecken aus Leichtbeton kann hingegen häufig ein Querkraftversagen infolge eines Biegeschubrisses festgestellt werden. Zudem weist ein bisher unbekannter Versagensmodus auf Probleme bei der Verankerung der Profiltafeln in Leichtbeton hin. Dieser ist gekennzeichnet durch an den Stirnseiten der Versuchskörper entstehende Risse, die im Nachbruchbereich sogar ein Aufspalten der Decken in Längsrichtung verursachen können.

Ein Querkraftversagen ist in Verbunddecken aus Normalbeton nur selten zu beobachten. In der Vergangenheit wurde die Thematik daher vernachlässigt. Der Nachweis des Schubversagens wurde für Verbunddecken aus *DIN EN 1992-1-1 2011* übernommen. Eine Überprüfung der Bemessungsregeln wies für Verbunddeckenversuche mit Querkraftversagen und Leichtbeton ein Sicherheitsdefizit von ca. 20 % auf. Die aufgrund des Leichtbetons reduzierte Verbundfugensteifigkeit resultiert in einer kleineren Längsschubbeanspruchbarkeit. Der Verlust an Verbundwirkung führt zu einer verstärkten Rissbildung bei Teilverbund. Aus hohen Rissbreiten und dem geringen Verankerungsgrad der Bewehrung im Zugbereich folgt eine deutliche Abminderung der aktivierten Druckzonenhöhe bei begrenzter Schubkraftübertragung im Riss. Insgesamt nimmt dadurch für leichte Verbunddecken die Querkrafttragfähigkeit gegenüber Normalbeton überproportional ab.

Durch die fehlende Anpassung an die von Stahlbetonbalken abweichenden Tragmechanismen führt das semi-empirische Bemessungsmodell der *DIN EN 1992-1-1 2011* bei Verbunddecken zu einer Überschätzung der Querkrafttragfähigkeit. Ein eigenständiges Bemessungskonzept, welches das Tragverhalten im Teilverbund berücksichtigt und mit ausreichender Genauigkeit Veränderungen durch den Einsatz von Leichtbeton erfassen kann, fehlt. Bereits in Arbeiten wie *Li 1993*, *Patrick 1993a*, oder *Ackermann 2010* wurde auf diese Problematik hingewiesen. *Dehn 2002* bestätigt, dass trotz umfassender Arbeiten im Massivbau das spezielle Querkrafttragverhalten von Leichtbeton noch nicht geklärt ist. Die durch die spezifischen Materialeigenschaften von Leichtbeton bedingten Veränderungen im Tragverhalten erfordern Anpassungen in den Bemessungsmodellen.

Die vorliegende Arbeit behandelt vorrangig das Querkraftversagen von Stahlverbunddecken. Die Formulierung eines Querkraftmodells für Verbunddecken ermöglicht in Zukunft die Ermittlung der zulässigen Beanspruchbarkeit. Dabei wird ein sicherheitsrelevantes Thema aufgegriffen. Aufgrund anwendungsbezogener Lösungen leistet die Arbeit einen Beitrag zur Steigerung der Akzeptanz der Verbunddecke und der Anwendung leichter Betone. Auf diesem Wege greift die Arbeit auch die im heutigen Zeitgeist wichtiger werdenden Aspekte der Nachhaltigkeit auf. Denn durch einen vermehrten Einsatz von Leichtbeton und den dadurch bedingten Gewichtseinsparungen können Ressourcen im Bereich der Tragkonstruktion und der Gründung eingespart werden.

1.2 Stand der Forschung

Für Stahlverbunddecken existieren zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit keine gesonderten Regelungen. Die Verbundbaunorm *DIN EN 1994-1-1 2010* verweist in der Querkraftbemessung von Verbunddecken in Kap. 9.7.5.1, Abs. (1) auf die Regelungen für Massivbauteile nach *DIN EN 1992-1-1 2011*, Kap. 6.2.2. Die dort aufgeführten Bemessungsgleichungen für Normal- (NWAC) und Leichtbeton (LWAC) (siehe Gl. (1.1) und Gl. (1.2)) beruhen auf einem semi-empirischen Modell, welches an Stahlbetonbalken kalibriert wurde (siehe *Reineck 1999*).

$$\begin{array}{ll} \text{NWAC} & (1.1) \quad \text{LWAC} & (1.2) \\ V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_{sL} \cdot f_{ck})^{1/3}] \cdot b_w \cdot d & \left| \quad V_{IRd,c} = [C_{IRd,c} \cdot \eta_1 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_{sL} \cdot f_{lck})^{1/3}] \cdot b_w \cdot d \right. \end{array}$$

Historisch gesehen wurde das Bemessungskonzept nie an das spezielle Tragverhalten von Verbunddecken angepasst. Dabei besitzt eine empirisch kalibrierte Bemessungsgleichung nur für die in der Grundgesamtheit der hierfür verwendeten Datenbasis Gültigkeit (*König et al. 1999*). Die verwendete Datensammlung beinhaltete jedoch lediglich Stahlbetonbalken mit Querkraftversagen, für die weder die Theorie des Teilverbundes angewendet werden muss noch ähnliche geometrische Randbedingungen wie die Querschnittshöhe oder der Längsbewehrungsgrad vorlagen. Dabei kommt hinzu, dass die Genauigkeit des Bemessungsmodells schon für Stahlbetonbalken mit abnehmendem Längsbewehrungsgrad sinkt.

In einem Vergleich zwischen mittleren Versuchslasten V_u unterschiedlicher Verbunddeckenversuchen mit den nach *DIN EN 1992-1-1 2011* ermittelten mittleren Widerstandswerten $V_{Rm,ct}$ werden die teils erheblichen Sicherheitsdefizite deutlich (vgl. Abb. 1.1, links). Das Diagramm beinhalten die Ergebnisse von insgesamt 64 Verbunddeckenversuchen mit Querkraftversagen aus Leicht- und Normalbeton und variierendem Verbundprofil. Für den Widerstand $V_{Rm,ct}$ nach Gl. (1.1) und Gl. (1.2) wurde der Mittelwert der einachsialen Betonprismendruckfestigkeit f_{c1m} unter Kurzzeitbeanspruchung und der durch *Reineck 1999* bestätigte mittlere Vorfaktor $C_{Rm,c} = 0.2$ eingesetzt. Für den Längsbewehrungsgrad ρ_{sL} wurde in Anlehnung an *DIN EN 1994-1-1 2010* und *DIN EN 1992-1-1 2011* lediglich die bis zur statischen Höhe d neben dem maßgebenden Versagensriss verankerte Zugkraft angesetzt. Weiterhin wurde in Abb. 1.1 auf der rechten Seite der Sicherheitsbeiwert γ als Verhältnis zwischen $V_{Rm,ct} / V_u$ über dem Längsbewehrungsgrad ρ_{sL} aufgetragen. Dabei wurde zwischen den in den Versuchen verwendeten Verbundblechtypen differenziert. Ein Sicherheitsdefizit liegt vor, wenn der Verhältniswert zwischen dem mittleren

Querkraftwiderstand $V_{Rm,ct}$ und der mittleren Querkraft V_u Werte größer 1.00 annimmt. Im Mittel über alle Versuche liegt ein Verhältniswert von 1.52 vor. Eine Abhängigkeit der Querkrafttragfähigkeit zum Längsbewehrungsgrad ist aufgrund der hohen Gewichtung infolge der erhöhten Menge an Versuchen mit der Bezeichnung „SHR“ nicht festzustellen.

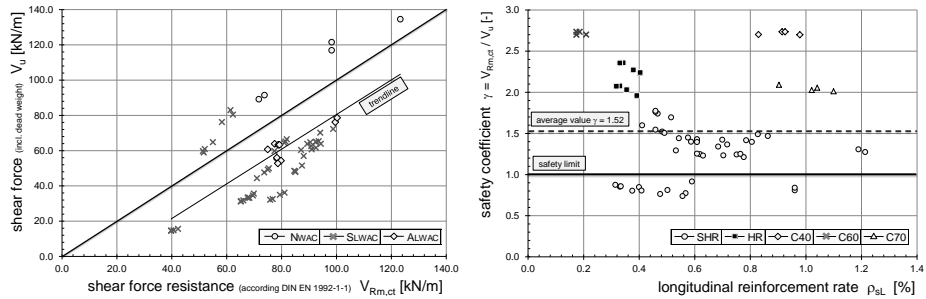


Abb. 1.1: Vergleich mittlerer Versuchsergebnisse mit mittleren Widerstandswerten $V_{Rm,ct}$.

Fig. 1.1: Comparison between mean test results and mean result by equation $V_{Rm,ct}$.

Ein Vergleich der experimentellen Versuchslasten mit der mittleren Querkrafttragfähigkeit ist in Forschungsarbeiten zum Querkraftversagen das gängige Vorgehen. In der Untersuchung des Querkrafttragverhaltens von Verbunddecken zeigen sich so bereits relevante Unsicherheiten. Wie in der Publikation *Reineck 2006* jedoch geschildert wurde, ist die Überprüfung der Bemessungsformel $V_{Rm,ct}$ mit Mittelwerten konzeptionell nicht richtig, was zu einer Fehleinschätzung der Genauigkeit der Bemessungsgleichung führen kann. Dies begründet sich in der speziellen Herangehensweise bei der Kalibrierung und Überprüfung (vgl. *DIBt 1999*) der ursprünglich aus dem *Model Code 1990* stammenden Bemessungsgleichung. Als ein Resultat wurde nach Abschluss der umfassenden Analyse des Forschungsvorhabens des DIBt, der im *Model Code 1990* angedachte Vorfaktor $C_{Rd,c}$ von 0.12 bei der Übernahme des Querkraftmodells in die DIN 1045-1 auf 0.10 reduziert.

Der Vorfaktor $C_{Rd,c}$ stellt in den Gleichungen Gl. (1.1) und Gl. (1.2) die empirische Anpassung dar, mit dem Ziel, die für Deutschland festgelegten Sicherheiten bei einem Konfidenzniveau von 75 % zu erreichen. Dabei wurde ein im Massivbau für einen Bezugszeitraum von 50 Jahren gängiger Zielwert des Zuverlässigkeitsindex β mit 3.8 angestrebt. Auf Grundlage dieser Anforderung wurde zur Bestätigung des Vorfaktors eine Rückrechnung vorgenommen. Dazu war mittels Näherungsformeln auf charakteristische Materialkenngrößen rückzuschließen (vgl. *Reineck 1999* und *König et al. 1999*). Werden wie im vorhandenen Fall die Versagenswahrscheinlichkeit β , der Teilsicherheitsbeiwert γ , die Wichtungsfaktoren zur Beschreibung des Verhältnisses zwischen der Standardabweichung der Einwirkungs- und der Widerstandsseite α_i und der empirische Vorfaktor $C_{Rd,c}$ übergeordnet festgelegt, ist die Modellunsicherheit allein vom Variationskoeffizienten der Widerstandsseite V_R abhängig.

Die folgenden Gleichungen sollen dies weiter verdeutlichen:

$$\text{NWAC} / \text{LWAC} \quad (1.3)$$

$$C_{\text{Rd,c}} = m_c \cdot \exp(-\tilde{\alpha}_R \cdot \alpha_{\text{Ri}} \cdot \beta \cdot V_R - 0.5 \cdot V_R^2) = 0.1$$

mit $\tilde{\alpha}_R = 0.8, \quad \alpha_{\text{Ri}} = 1.0, \quad \beta = 3.8$

$$\text{NWAC} / \text{LWAC} \quad (1.4)$$

$$\gamma_m = \exp[(\tilde{\alpha}_R \cdot \alpha_{\text{Ri}} \cdot \beta - 1.645) \cdot V_R] = 1.5$$

$$\text{NWAC} / \text{LWAC} \quad (1.5)$$

$$C_{5\%} = C_d \cdot \gamma_m = 0.15$$

Für die Stichprobe können unter Berücksichtigung der charakteristischen Materialkenngrößen der Mittelwert m_c , die Standardabweichung s_c und damit der Variationskoeffizient V_c des Modellvorfaktors C_R bestimmt werden. Der Variationskoeffizient der Widerstandsseite V_R wird aus der Wurzel der Summe der Quadrate der Einzelkoeffizienten der Materialseite V_c , der Geometrieabweichungen V_G und der Modellunsicherheit V_m gebildet (vgl. Gl. (1.6)). Die Variationskoeffizienten V_G und V_m wurden für die getesteten Stahlbetonbalken jeweils zu 0.05 festgelegt. Für Versuche entsprechend der Grundgesamtheit bedeutet dies, dass das Erreichen des Sicherheitsindex β nur durch die in den Versuchen vorhandenen Materialstreuungen bestimmt wird (vgl. Gl. (1.7)). Näheres ist dem Kapitel 5 aus dem Dibt-Forschungsbericht von 1999 nach König zu entnehmen.

$$\text{NWAC} / \text{LWAC} \quad (1.6)$$

$$V_R = \sqrt{V_c^2 + V_m^2 + V_G^2}$$

$$\text{NWAC} / \text{LWAC} \quad (1.7)$$

$$\beta = - \frac{\ln \left| \frac{C_d}{m_c} \right| + 0.5 \cdot V_R^2}{\tilde{\alpha}_R \cdot \alpha_{\text{Ri}} \cdot V_R}$$

Gehören die zu bewertenden Versuche nicht eindeutig zur damals festgelegten statistischen Grundgesamtheit, weichen also die Versuche z.B. stark in ihrer Geometrie, in der verwendeten Betonart oder gar im Tragverhalten von dieser Datenbank ab, so ist durch den charakteristischen Vorfaktor von 0.15 und vor allem durch den mittleren Vorfaktor $C_{\text{Rm,c}}$ von 0.2 nicht sichergestellt, dass der geforderten Zielwert der Zuverlässigkeit β erreicht wird, denn der Variationskoeffizient V_R ist den Randbedingungen anzupassen. Hierbei stellt sich dann auch die Frage, ob die definierten Sensitivitätsfaktoren α_i in ihrer Form ihre Gültigkeit behalten.

Das korrekte Vorgehen besteht demnach in einer Ermittlung des notwendigen Beiwerts C_{Rd} unter Verwendung charakteristischer Materialgrößen (siehe Reineck 2006). Wird bei festgelegtem Sicherheitsfaktor von 1.5 der Zuverlässigkeitsin-

der β unterschritten, wird mit dem empirischen Vorfaktor $C_{Rd,c} = 0.1$ die geforderte Zuverlässigkeit nicht mehr erreicht und der Vorfaktor ist durch einen Korrekturwert weiter zu reduzieren. Eine entsprechend den Erläuterungen angepasste Überprüfung wurde für Verbunddecken mit Querkraftversagen in *Hartmeyer 2011* veröffentlicht. Als eine erste Anpassung der Querkraftbemessung von leichten Verbunddecken wurde in der genannten Veröffentlichung ein Bemessungsvorfaktor $C_{Rd,c}$ für Verbunddecken empirisch festgelegt.

Das Sicherheitsdefizit in der Beschreibung der Querkrafttragfähigkeit von Verbunddecken wurde erstmals in *Kurz und Mechtcherine 2009* festgestellt. Die Arbeit zielte darauf ab, die Leistungsfähigkeit der Verbundfuge von Leichtbeton in Kombination mit der Verbunddeckenbauweise zu quantifizieren. Die Versuchskörper waren nicht speziell für ein Querkraftversagen konzipiert worden. Für die Verlängerung der allgemeinen Bautechnischen Zulassung des Verbundprofils mit der Bezeichnung SuperHolorib 51 der Montana Bausysteme AG (vgl. *Kurz und Hartmeyer 2010*) wurde bei Verwendung von Leichtbeton ein pauschaler Abminderungsfaktor der Querkrafttragfähigkeit $V_{IRd,ct}$ von 20 % empfohlen. In *Hartmeyer 2011* wurde ein Vorschlag zur empirischen Anpassung des Querkraftmodells nach *DIN EN 1992-1-1 2011* publiziert.

In dieser Arbeit wurden nun erstmals Studien zur Erfassung der tatsächlichen Wirkungsweise der Tragmechanismen in Verbunddecken unter Querkraft durchgeführt. Anhand von Verbunddeckenversuchen mit Querkraftversagen wurde daraufhin ein Bemessungskonzept für Verbunddecken entwickelt.

1.3 Ziel der Arbeit

Die Entwicklung leistungsfähiger Betone erfordert die direkte Überprüfung der bisherigen wissenschaftlichen Kenntnisse und Modelle. Bei Stahlverbunddecken bedarf es neuer Ansätze zur Beurteilung des Querkrafttragverhaltens. Die in Verbundtragwerken entscheidenden Materialgrößen wie der Elastizitätsmodul und die Zugfestigkeit lassen sich gegenüber anderen Festbetoneigenschaften nur unterproportional steigern. Untersuchungen wie in *Kurz und Mechtcherine 2009* haben dabei gezeigt, dass eine ungünstige Konstellation der Betoneigenschaften in Verbindung mit dem Tragverhalten von Stahlverbunddecken und dem zurzeit verwendeten Nachweiskonzept zu relevanten Sicherheitsdefiziten und unbekannten Versagenszuständen führen kann.

Durch das nicht ausreichend beschriebene Tragverhalten unter Querkraftbeanspruchung nach *DIN EN 1994-1-1 2010*, wird die Entwicklung eines eigenständigen Modells zur Nachweisführung von Verbunddecken unter Querkraft notwendig. Die derzeitige Fokussierung der Baubranche auf bauphysikalische Aspekte, wie die Energieeffizienz und die Ressourcenschonung, führt zu positiven Tendenzen in der Anwendung der Verbunddeckenbauweise mit Leichtbeton. Dies verstärkt zusätzlich die Relevanz des Themas.

Ziel dieser Arbeit ist es daher ein eigenständiges Bemessungsmodell für Verbunddecken unter Querkraftbeanspruchung aufzustellen. Hierzu sind Untersuchungen zu den am Querkraftabtrag beteiligten Einflussfaktoren durchzuführen. Anders als bei Stahlbetonbalken, bei welchen über konstruktive Regelungen zur Mindestveranke-

rungslänge des Bewehrungsstahls ein annähernd vollständiger Verbund hergestellt werden kann, sind Stahlverbunddecken im teilverbundenen Zustand nachzuweisen. Weiterhin wird durch Abb.1.1 deutlich, dass mit dem Längsbewehrungsgrad für Verbunddecken kein Parameter vorliegt, mit welchem der Einfluss der Profilgeometrie erfasst werden kann. Das zu entwickelnde Modell muss daher in der Lage sein, die unterschiedliche Verbundwirkung der auf dem Markt erhältlichen Verbundprofile auch vor dem Hintergrund des Teilverbundes erfassen zu können. Versuche mit Leichtbeton zeigen dabei gegenüber Normalbetonversuchen ein ausgeprägtes Querkraftversagen (*Dehn 2002, Keller 2007 oder Hartmeyer 2010*). Für Verbunddecken mit Normalbeton ist das Querkraftversagen hingegen ein seltener Sonderfall. Um die Lücke in den Nachweisregeln der *DIN EN 1994-1-1 2010* füllen zu können, soll ein Ingenieurmodell gefunden werden, welches für Normal- und Leichtbeton gültig ist. Die im Zuge der Untersuchungen gewonnenen Erkenntnisse bezüglich des Längsschubtragverhaltens können zu einem verbesserten Verständnis der Verbundwirkung führen und werden aufgezeigt.

1.4 Vorgehensweise und Erläuterungen

Nach der Einleitung sowie der Begründung der Forschungsrelevanz in Kap. 1 folgen in Kap. 2 Erläuterungen zu den Werkstoffeigenschaften von Normal- und Leichtbeton. Damit ist die Grundlage zum Einstieg in das Thema der Querkrafttragfähigkeit des Verbunddeckensystems in Kombination mit Normal- und Leichtbeton gegeben. Zum weiteren Verständnis des komplexen Tragverhaltens von Verbunddecken, das im Wesentlichen durch den Teilverbund zwischen Verbundprofil und Aufbeton beherrscht wird, werden in Kap. 3 die relevanten Grundlagen der Bemessung vorgestellt.

In Kap. 4 werden die auf das Querkraftversagen von Stahlverbunddecken einflussnehmenden Faktoren beschrieben. Hierzu wurden die im Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbalken bereits bekannten Einflussfaktoren und deren mechanische oder empirische Beschreibung auf eine Übertragbarkeit auf Verbunddecken überprüft, gegebenenfalls angepasst oder ergänzt. Dabei wurde für die Verdübelungswirkung der Längsbewehrung, welche oftmals für das Querkraftversagen von Stahlbetonbalken als versagenseinleitend identifiziert wird, spezielle Untersuchungen durchgeführt. Aus den daraus resultierenden Versuchsergebnissen konnte für die Verdübelungswirkung hinterschnittener Verbundprofile ein mechanisch begründetes Modell aufgestellt werden. Die Versuchsergebnisse und das entwickelte Modell sind in Kap. 5 beschrieben.

Der Schwerpunkt der Arbeit liegt in der Beschreibung des Querkrafttragverhaltens von Verbunddecken. Zur Untersuchung wurde eine Vielzahl von Versuchen mit variierenden Parametern durchgeführt. Die hierzu hergestellten Versuchskörper, die Versuchsdurchführung und die Ergebnisse werden in Kap. 6 beschrieben. Die Unterschiede im Tragverhalten von Verbunddecken mit Leicht- und Normalbeton wurden einander gegenübergestellt. Um die statistische Aussagekraft der Untersuchungsergebnisse zu erhöhen, wurde literaturübergreifend eine Versuchsdatenbank für Verbunddeckenversuche mit Querkraftversagen zusammengestellt und durch die eigenen Versuchskörper ergänzt. Da Versuche aus unterschiedlichen Quellen zusam-

mengeführt wurden, sind teils voneinander abweichende Randbedingungen in den Versuchskonzepten in Kap. 6 erläutert.

Die experimentellen Untersuchungen führten zu einem Zugewinn an Informationen bezüglich des Längsschubtragverhaltens von Verbunddecken. Bereits in *Patrick 1993a* und *Patrick 1993b* wurde versucht, den Flächenverbund entsprechend seiner Wirkung in einen mechanischen Anteil und in einen Anteil aus Reibung aufzuteilen. Schon damals konnte keine geschlossene Lösung präsentiert, sondern nur eine quantitative Beschreibung vollzogen werden. Mit den Inhalten des 7. Kapitels kann ein Beitrag zur Klärung des durch die Verbundprofile erzeugten Flächenverbundes geleistet werden. Dabei wird die Arbeit von *Patrick 1993* aufgegriffen und durch eigene Ansätze ergänzt.

In Kap. 8 folgen die Ausführungen zur Entwicklung des Bemessungskonzeptes für Stahlverbunddecken unter Querlast. Dabei werden die das Querkrafttragverhalten beschreibenden Mechanismen erläutert und zu einem geschlossenen Querkraftmodell zusammengeführt. Nach einer Validierung des Modells folgt eine Sicherheitsbetrachtung des Widerstandsmodells nach *DIN EN 1990 2010*. Abschließend werden in Kap. 9 die wesentlichen Ergebnisse dargestellt und in einer kritischen Diskussion bewertet.

Die Verbunddeckenbauweise hat sich bisher in Deutschland noch nicht vollständig etablieren können. Stattdessen werden zumeist reine Massivbaulösungen vorgezogen. Die Vorteile der Stahlverbunddecke werden jedoch durch die weite Verbreitung dieser Bauweise im angelsächsischen Raum bestätigt. Die in diesen Ländern erlaubte Durchschweißtechnik und geringere Anforderungen an den Brandschutz sind mögliche Gründe für die verstärkte Bauanwendung. Die dabei entstehende Relevanz der Querkraftbemessung von Verbunddecken ist nicht neu und gerade in Ländern wie England und Australien von hohem Interesse. Trotz eigener englischer Publikationen soll durch ins Englische übersetzte Bild- und Tabellenunterschriften sowie deren Inhalten ein leichter Zugang zum Inhalt dieser Arbeit hergestellt werden. Dies geschieht in Anlehnung an ältere Schriften aus der Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbetonbau DAfStb.

Forschungsprojekte zum Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbalken ohne Querbewehrung sind in ihrer Dokumentation der Werkstoffeigenschaften teilweise lückenhaft. Dadurch entstehende Probleme bei der Erstellung einer Versuchsdatenbank (*DIBt – Forschungsvorhaben IV 1-5-876*) sind allgemein bekannt. Die im Folgenden aufgeführten Informationen sind auf das Wesentliche reduziert. Um es Wissenschaftlern zu ermöglichen, das Projekt aufzugreifen, zu erweitern oder zu ergänzen, sei auf den Anhang verwiesen. Dort wurden sämtliche Informationen detailliert zusammengeführt. Die so entstandene Versuchsdatenbank aus Verbunddeckenversuche wurde für eine Sicherheitsbetrachtung herangezogen.

2 Werkstoffeigenschaften von Normal- und Leichtbeton

2.1 Allgemein

Regelungen zu den Festlegungen, den Eigenschaften, zur Herstellung und dem Gütenachweis von Betonen sind in *DIN EN 206-1 2001* und den folgenden Teilen festgelegt. Nationale, geographische und klimatische Besonderheiten werden durch Verweise auf nationale Anwendungsregeln wie die *DIN 1045-1 2008* erfasst. Innerhalb dieser Regeln werden Betone über ihre Trockenrohdichte ρ_{dry} definiert. Betone mit einer Trockenrohdichte zwischen 800 kg/m^3 und 2000 kg/m^3 werden als Leichtbetone bezeichnet. Die Trockenrohdichte von Normalbeton liegt per Definition über 2000 kg/m^3 , jedoch unterhalb von 2600 kg/m^3 .

Im konstruktiven Ingenieurbau finden fast ausschließlich gefügedichte Leichtbetone Anwendung. Die geringe Rohdichte und das daraus resultierende reduzierte Eigengewicht werden dabei über den verwendeten Leichtzuschlag gesteuert. Die leichten Betone werden mit mineralischen Leichtzuschlägen mit porigem Gefüge aus natürlicher oder industrieller Herkunft hergestellt. Leichte und flexible Deckenkonstruktionen bieten aufgrund ihres erheblichen Anteils am Gesamtgewicht ein immenses Potential zur Gewichtsreduzierung. Verringert sich das Gewicht der Tragkonstruktion, können Kosten für die Gründung eingespart werden. Für den immer wichtiger werdenden Bereich des Bauens im Bestand werden damit bestehende Tragsysteme entlastet, so dass flexiblere Umnutzungen möglich sind und vorhandene Tragreserven effektiv ausgenutzt werden können. Weiterhin sind bei Verwendung von Leichtbeton positive Effekte auf bauphysikalische Anforderungen durchaus denkbar.

Die geringe Kornrohdichte bestimmt jedoch maßgeblich die Festbetoneigenschaften wie die Zugfestigkeit und den Elastizitätsmodul und führt zu Unterschieden im Nachbruchverhalten des Betons. Dabei sind der Elastizitätsmodul und die Zugfestigkeit Materialeigenschaften, die gerade bei Stahlverbunddecken wesentlichen Einfluss auf das Tragverhalten nehmen.

Im Folgenden werden die spezifischen Materialeigenschaften und Unterschiede zwischen Normal- und Leichtbeton kurz zusammengefasst. Für detaillierte Informationen sei auf die einschlägige Literatur verwiesen.

2.2 Spezifische Materialeigenschaften unter Druck

2.2.1 Druckfestigkeit

Trotz der geringen Kornrohdichte der Zuschlagstoffe sind mit Leichtbeton ähnlich hohe Druckfestigkeiten wie mit Normalbeton möglich. Das Tragverhalten unter einer Druckbeanspruchung wird dabei durch das Festigkeits- und Steifigkeitsverhältnis von Zementmatrix und Zuschlag beeinflusst. So wird in Leichtbeton aufgrund der geringeren Steifigkeit der Zuschläge die Matrix deutlich höher beansprucht als in einem hinsichtlich der Druckfestigkeit vergleichbaren Normalbeton. Die Druckspannungen werden entsprechend der Steifigkeitsverteilung in Normalbeton auf die feste Kornstruktur der Zuschläge verteilt. Auf die sich daraus ergebenden Unterschiede zwi-

schen Leicht- und Normalbeton unter Druckbeanspruchungen wird im Folgenden eingegangen.

Die Druckfestigkeit wird in Anlehnung an *DIN EN 206-1 2001* bestimmt. Als Prüfkörper werden in der Regel Würfel mit einer Kantenlänge von 150 mm oder Zylinder mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm verwendet. Die Lagerung der Probekörper sowie die prüftechnischen Anforderungen sind in den einzelnen Teilen der *DIN EN 12390 2001* exakt festgelegt. Die Lagerungsbedingungen, die Geometrie der Probekörper sowie die Versuchssteuerung beeinflussen die Ergebnisse der Festbetonprüfung. Einflüsse infolge der Probekörpergeometrie sind bei Leichtbeton geringer ausgeprägt als bei Normalbeton. Daher sind die für Normalbeton bekannten Umrechnungsformeln in Abhängigkeit der Probekörpergeometrie nicht übertragbar. *Faust 2002* liefert für Leichtbeton einen Vorschlag zur Berechnung der Zylinderdruckfestigkeit f_c / f_{lc} , welcher die Ergebnisse aus einer Vielzahl von Forschungsarbeiten berücksichtigt.

<p>NWAC</p> $\begin{aligned} f_c &= 0.91 \cdot f_{c,cube200} \\ &= 0.86 \cdot f_{c,cube150} \\ &= 0.84 \cdot f_{c,cube100} \end{aligned}$	(2.1)		<p>LWAC</p> $\begin{aligned} f_{lc} &= 0.97 \cdot f_{lc,cube200} \\ &= 0.95 \cdot f_{lc,cube150} \\ &= 0.92 \cdot f_{lc,cube100} \end{aligned}$	(2.2)
---	-------	--	---	-------

Die angegebenen Abminderungsfaktoren stellen in erster Linie Näherungswerte dar, da bei der Eigenschaftsprüfung an einem inhomogenen Werkstoff wie Beton immer deutliche Streuungen festzustellen sind. Daher ist auch die Umrechnung der Zylinderdruckfestigkeit f_c / f_{lc} in die einaxiale Druckfestigkeit eines schlanken prismatischen Körpers f_{1c} / f_{1lc} als Näherung zu sehen. Sie entspricht der tatsächlichen Bauteilfestigkeit und liegt je nach Literaturquelle für Normalbeton zwischen 90 % und 95 % der Zylinderdruckfestigkeit (vgl. *Keller 2007* und *Reineck 1999*). Da für Leichtbeton die geringere Abhängigkeit von der Probekörpergeometrie bestätigt ist, jedoch ein größerer Dauerstandseinfluss beobachtet werden kann, reduziert sich der Dauerstandsfaktor für Leichtbeton von $\alpha_{cc} = 0.85$ auf $\alpha_{lcc} = 0.80$. Zusätzlich wird mit dieser Reduzierung die geringere Völligkeit der Spannungs-Dehnungs-Linie und der spröde Nachbruchbereich von Leichtbeton unter Druckbeanspruchung berücksichtigt. Nach *Faust 2002* lässt sich die einaxiale Druckfestigkeit für Leichtbeton unter Kurzzeitbeanspruchung zu $\sim 0.94 f_{lc}$ bestimmen. Für die einaxiale Druckfestigkeit von Normalbeton wurde in dieser Arbeit die obere Grenze nach *König et al. 1999* gewählt.

<p>NWAC</p> $f_{1c} = 0.95 \cdot f_c$	(2.3)		<p>LWAC</p> $f_{1lc} = 0.94 \cdot f_{lc}$	(2.4)
---------------------------------------	-------	--	---	-------

Die zeitliche Festigkeitsentwicklung des Betons kann nach *Faust 2002* mit den Gl. (2.5) und (2.6) abgeschätzt werden.

<p>NWAC</p> $f_c(t) = f_c^{28d} \cdot e^{s \cdot (1 - \sqrt{28d/t})}$ <p style="text-align: center;">mit $s = 0.2$ bis 0.38</p>	(2.5)		<p>LWAC</p> $f_{lc}(t) = f_{lc}^{28d} \cdot e^{s_{lc} \cdot (1 - \sqrt{28d/t})}$ <p style="text-align: center;">mit $s_{lc} = 0.05$ bis 0.25</p>	(2.6)
---	-------	--	--	-------

König et al. 1999 und *Reineck 1999* weisen in ihrem Abschlussbericht zur Überprüfung der Bemessungsansätze querkraftbeanspruchter Stahlbetonbalken darauf hin,

dass für eine statistische Versuchsauswertung charakteristische Eingangsgrößen zu verwenden sind. Die Festlegung charakteristischer Werte erfordert daher den Rückschluss von Mittelwerten auf die dazugehörige charakteristische Größe. In Anlehnung an *König et al. 1999* und *Reineck 1999* ergibt sich die charakteristische Druckfestigkeit des Betons mit Gl. (2.7) und Gl. (2.8).

$$\begin{array}{ll} \text{NWAC} & (2.7) \\ f_{1ck} = 0.95 \cdot (f_{cm} - 4) & \left| \right. \text{LWAC} \\ & f_{1ck} = 0.95 \cdot (f_{lcm}) \end{array} \quad (2.8)$$

Die Näherungsformel in Gl. (2.7) richtet sich für Normalbeton nach der *DIN EN 206-1 2001*. Unter Laborbedingungen sind deutlich geringere Streuungen in der Festigkeitsprüfung zu erwarten. Aus diesem Grund scheint nach *König et al. 1999* ein Abzugswert von 8 N/mm^2 , wie in *DIN 1045-1 2008* vorgeschlagen, deutlich zu hoch. Leichtbetone unterliegen in den Festbetoneigenschaften wesentlich geringeren Schwankungen als Normalbeton. *König et al. 1999* empfiehlt daher, ohne Abminderung direkt den Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit f_{lcm} als charakteristischen Wert zu verwenden.

2.2.2 Elastizitätsmodul

Der Elastizitätsmodul von Beton wird nach *DIN EN 12390 2001* an Probekörpern zylindrischer Form mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm in einer zentrischen Druckprüfung bestimmt. Es ist dabei zwischen dem an der Spannungs-Dehnungs-Linie ermittelten Sekantenmodul E_{cm} / E_{lcm} und dem Tangentenmodul E_{c0m} / E_{l0m} zu unterscheiden. Auch diese Festbetoneigenschaft wird wesentlich vom Steifigkeitsverhältnis zwischen Zementmatrix und Zuschlag beeinflusst. Wenn die Steifigkeit des Zuschlags unterhalb der Steifigkeit der Matrix liegt, beteiligen sich Zuschlag und Matrix anteilmäßig am Lastabtrag. Für Leichtbeton trifft dies zu, in Folge dessen die Zementmatrix aufgrund der höheren Steifigkeit die Druckspannungen anzieht. In einem vergleichbaren Normalbeton übersteigt die Steifigkeit der Zuschlagskörner die Steifigkeit der Matrix. Druckkräfte werden von der Zementsteinmatrix lediglich zwischen den Zuschlagskörnern übertragen. In *Faust 2002* erläutert der Autor die Zusammenhänge zwischen dem Elastizitätsmodul der Leichtbetonzuschläge und deren Kornrohdichte.

$$\text{LWAC} \quad (2.9)$$

$$E_{lcm} = \eta_E \cdot E_{cm} = \left(\rho_{\text{dry}} / 2200 \right)^2 \cdot E_{cm}$$

Die vorhandene Abhängigkeit zwischen Kornrohdichte und Elastizitätsmodul bildet die theoretische Grundlage für die in der Normung *DIN EN 1992-1-1 2011* dargestellte Abschätzung des Elastizitätsmoduls von Leichtbeton (vgl. Gl. (2.9)). Darin wird vorgeschlagen, den Elastizitätsmodul eines Normalbetons gleicher Druckfestigkeit mit einem von der Trockenrohdichte des verwendeten Leichtbetons abhängigen Faktor η_E abzumindern.

Der Elastizitätsmodul von Normalbeton lässt sich dabei über die in Gl. (2.10) dargestellte Beziehung herleiten. Die empirische Abschätzung stellt den Zusammenhang zwischen der mittleren Zylinderdruckfestigkeit f_{cm} und dem Sekantenmodul E_{cm} her.

Für Leichtbeton ergibt sich ein vergleichbarer Zusammenhang, jedoch ist die Berücksichtigung des Abminderungsfaktors η_E zur Erfassung des Einflusses der Rohdichte notwendig. Dieser ermittelt sich als Verhältniswert zwischen der Trockenrohichte des verwendeten Leichtbetons und dem Wert der Trockenrohichte der kleinsten Normalbetonrohichteklasse als Bezugsgröße. Die Formel für η_E ist bereits in Gl. (2.9) abgebildet.

$$\begin{array}{ll} \text{NWAC} & (2.10) \\ E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} & \left| \right. \text{LWAC} & (2.11) \\ & E_{lcm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{lcm}}{10} \right)^{0.3} \cdot \eta_E \end{array}$$

Der Wert der Trockenrohichte des Leichtbetons kann hierfür nach *Faust 2002* mittels Gl. (2.12) abgeschätzt werden.

$$\text{LWAC} \quad \rho_{dry} = 0.92 \cdot \rho_{hd} \quad (2.12)$$

Zwischen dem mittleren Sekantenmodul E_{cm} / E_{lcm} und dem Tangentenmodul E_{c0m} / E_{lc0m} kann folgende Beziehung aufgestellt werden:

$$\begin{array}{ll} \text{NWAC} & (2.13) \\ E_{c0m} = 1.05 \cdot E_{cm} & \left| \right. \text{LWAC} & (2.14) \\ & E_{lc0m} \approx E_{lcm} \end{array}$$

Die Art der verwendeten Gesteinskörnung kann die Ergebnisse der Elastizitätsmodulprüfung beeinflussen. So variieren die elastischen Verformungseigenschaften eines Normalbetons zwischen – 30 % und + 20 %. Für Leichtbeton sind größere Abweichungen zu erwarten. Daher gelten die angegebenen Bestimmungsgleichungen nur als Richtwerte.

Für die Versuchsnachrechnung wurden Elastizitätsmodulprüfungen in Anlehnung an *DIN EN 1992-1-1 2011* an mindestens drei zylindrischen Prüfkörpern durchgeführt. Die Probekörper wurden bewusst von den Regeln abweichend entsprechend den Versuchskörpern gelagert.

2.2.3 Spannungs-Dehnungs-Linien

Die Spannungs-Dehnungs-Linien eines vergleichbaren Normal- und Leichtbetons unterscheiden sich in der Form und Völligkeit sowie im Anstieg des Spannungs-Dehnungs-Verlaufes und im markant spröden Nachbruchverhalten von Leichtbeton. Der im Vergleich zu Normalbeton reduzierte Elastizitätsmodul spiegelt sich auch in den Arbeitslinien der beiden Betone wieder. Der flache, quasi-lineare Anstieg im Spannungs-Dehnungs-Verlauf des Leichtbetons sowie dessen sprödes Verhalten im Nachbruchbereich sind auf das geringe Steifigkeitsniveau der Zuschlagstoffe zurückzuführen. Mit sinkender Trockenrohichte des Leichtbetons verstärken sich die angesprochenen Eigenschaften. Einflüsse aus der verwendeten Gesteinskörnung sind ebenfalls festzustellen. Normalbeton hingegen verhält sich duktiler und zeigt einen parabelförmigen Verlauf mit Fließplateau ohne schlagartigen Lastabfall. Leichtbeton weist demnach eine wesentlich geringere Völligkeit der Arbeitslinie auf.

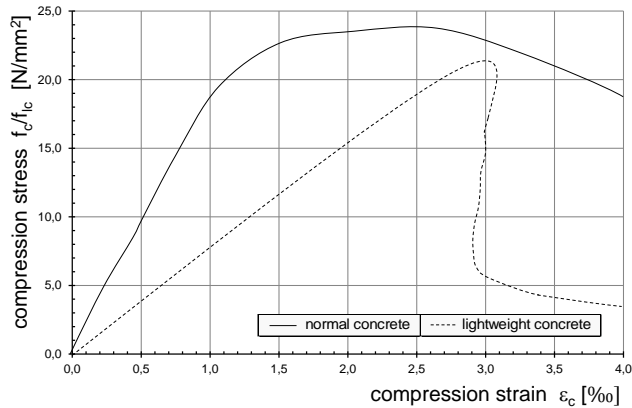


Abb. 2.1: Typische Spannungs-Dehnungs-Linien für Normal- und Leichtbeton ähnlicher Festigkeit nach *Faust 2002*.

Fig. 2.1: Typical stress-strain-curves of normal concrete and lightweight concrete of similar strength according *Faust 2002*.

Die in Abb. 2.1 beispielhaft dargestellten Arbeitslinien gelten für zentrische Kurzzeit-Druckversuche an Probekörpern zylindrischer Form. In bestimmten Querschnitten kann eine mögliche Lastumlagerung zu einem gesteigerten Verformungsvermögen der Randbereiche in der Biegedruckzone von Normalbeton führen. In den hoch beanspruchten Bereichen werden dabei die Beanspruchungen auf die benachbarten Regionen umgelagert. Mit zunehmender Druckfestigkeit nimmt das Verformungsvermögen ab. In Versuchen mit Leichtbeton konnte dies nicht festgestellt werden. Gegenüber den maximal messbaren Stauchungen bei zentrischem Druck ist die Zunahme der Randstauchungen in der Biegedruckzone von Leichtbeton so gering, dass die gesteigerte Verformungskapazität für den spröden Leichtbeton zu vernachlässigen ist. Nach *Faust 2002* muss daher für Leichtbeton von einem dreiecksförmigen Spannungsverlauf in der Biegedruckzone ausgegangen werden. Der dadurch veränderte innere Hebelarm nimmt geringfügig Einfluss auf die Ergebnisse des bei Stahlverbunddecken verwendeten Teilverbundverfahrens zur Ermittlung des Längsschubtragverhaltens. Damit wird der Verdübelungsgrad des Verbundprofils und dessen Schubfestigkeit ebenfalls beeinflusst.

2.3 Spezifische Materialeigenschaften unter Zug

2.3.1 Zugfestigkeit

Die übliche Alternative zum versuchstechnisch aufwendigen zentrischen Zugversuch ist der Spaltzugversuch. Die Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp} / f_{lct,sp}$ wird in einer Druckprüfung an liegenden Zylindern mit definierter Länge l und Durchmesser \varnothing ermittelt. Der Probekörper wird dabei über längs angeordnete Schneiden bis zum Aufspalten unter der Last F_{sp} belastet. Unter Berücksichtigung der Prüfkörpergeometrie kann die Spaltzugfestigkeit mit Gl. (2.15) bestimmt werden.

NWAC / LWAC

(2.15)

$$f_{ct,sp} = 0.64 \cdot \left(\frac{F_{sp}}{\varnothing \cdot l} \right)$$

Die Vorteile des Spaltzugversuchs liegen im einfachen Versuchsaufbau, der unkomplizierten Versuchsdurchführung und der orthogonal belasteten zylindrischen Prüfkörpergeometrie. Über knapp 90 % des Prüfkörperdurchmessers werden die Zugspannungen senkrecht zur Lasteinleitung eingetragen. Der Spannungsverlauf im Zylinder kombiniert mit den Spannungsspitzen an den Auflagerlinien ist geeignet, um vorhandene Eigenspannungszustände effektiv abzubauen. Gerade Leichtbeton weist in der zentrischen Zugprüfung eine hohe Anfälligkeit gegenüber Spannungszuständen aus einem möglichen Schwindgefälle zwischen dem Probekörperinneren und den Außenflächen auf. In den inneren Bereichen bleibt aufgrund des hohen Wasserspeichervermögens der porigen Zuschläge die Feuchte lange erhalten. Über die Außenflächen trocknet der Probekörper hingegen sehr schnell aus. In einer zentrischen Zugprüfung führen die daraus resultierenden Spannungszuständen zu einer reduzierten Zugfestigkeit um bis zu 80 %. Der Wert der Abminderung wird durch die Lagerungsform, die Zementmatrix und die Probekörpergeometrie in hohem Maße beeinflusst. Aus den genannten Gründen wird üblicherweise die Spaltzugfestigkeit zur Zugfestigkeitsermittlung herangezogen. Als Bemessungsformel kann dabei die für Normalbeton bekannte Beziehung zwischen der Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ und der zentrischen Zugfestigkeit f_{ct} verwendet werden. Für niedrige Leichtbetonfestigkeiten stimmt der Ansatz sehr gut mit der zentrischen Zugfestigkeit überein (vgl. Faust 2002).

NWAC / LWAC

(2.16)

$$f_{ct} = 0.9 \cdot f_{ct,sp}$$

Mit Hilfe empirischer Bezüge kann auch über die Druckfestigkeit auf die Zugfestigkeit des Betons rückgeschlossen werden. Die Vielzahl von einflussnehmenden Faktoren wie der Zugfestigkeit der Einzelkomponenten des Betons, dem Elastizitätsverhältnis zwischen den Zuschlagstoffen und der Matrix, Lagerungsbedingungen und Eigenspannungszuständen lassen jedoch kein praxisgerechte oder exakte Bestimmung der Zugfestigkeit auf Grundlage der Druckfestigkeit zu. Die in der europäischen Norm (DIN EN 1992-1-1 2011) angegebenen Bestimmungsgleichungen beschränken sich daher auf die Abminderung der für Normalbeton entwickelten Beziehungen mit dem Faktor η_1 . η_1 stellt dabei den Bezug zwischen der Trockenrohdichte des Leichtbetons ρ_{dry} in $[\text{kg}/\text{m}^3]$ und den reduzierten Werkstoffeigenschaften her. Dieser Ansatz wird durch die Tatsache bestätigt, dass mit zunehmender Porosität der Zuschläge auch die Zugfestigkeit der Zuschläge tendenziell sinkt. Bereits bei moderaten Druckfestigkeiten des Leichtbetons führt das Durchreißen der Zuschläge zum Zugversagen des Querschnitts. Gl. (2.17) und Gl. (2.18) stellen die analytische Beziehung zwischen der mittleren zentrischen Zugfestigkeit f_{ctm} / f_{lctm} und der charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} / f_{lck} dar.

<p>NWAC (2.17)</p> $f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$	<p>mit:</p>	<p>LWAC (2.18)</p> $f_{lctm} = 0.3 \cdot \eta_1 \cdot f_{ck}^{2/3}$ <p>(2.19)</p> $\eta_1 = 0.4 + 0.6 \frac{p_{dry}}{2200}$
---	-------------	---

Die dargestellten Bestimmungsgleichungen gelten für Betone die einer Festigkeitsklasse unterhalb C 55/67 bzw. LC 55/60 einzuordnen sind. Untersuchungen wie in *Faust 2002* zeigten, dass für niedrige Druckfestigkeiten, wie sie üblicherweise in Geschossdecken verwendet werden, mit dieser Näherung eine gute Übereinstimmung erzielt werden kann.

Die Werkstoffprüfungen an speziell für diese Arbeit hergestellten Probekörpern unterschiedlicher Betonchargen wurden in Anlehnung an *DIN EN 12390 2001* vorbereitet und durchgeführt. Hierzu wurden von jeder Betoncharge mindestens drei Probekörper je Prüfung angefertigt. Auf die Lagerung nach *DIN EN 206-1 2001* wurde bewusst verzichtet. Stattdessen wurden die Werkstoffproben identisch der Versuchskörper gelagert und ihre Eigenschaften am Prüftag ermittelt. Die Zugfestigkeit wurde in Spaltzugversuchen bestimmt und mit Gl. (2.16) die Umrechnung auf die zentrische Zugfestigkeit vollzogen.

2.3.2 Entfestigungsverhalten

Die theoretischen Grundlagen zur Bruchmechanik von Beton wurden unter anderem von *Hillerborg et al. 1976* erarbeitet. Die Autoren entwickelten eine von den Betoneigenschaften abhängige fiktive Länge l_{ch} , welche die Sprödhheit des verwendeten Betons charakterisiert. Elastizitätsmodul E_{cm} / E_{lcm} , Bruchenergie G_f und die Zugfestigkeit des Betons f_{ct} / f_{lct} werden als charakterisierende Betoneigenschaften herangezogen, um die fiktive Risslänge l_{ch} zu bestimmen. Per Definition sammelt sich innerhalb dieser charakteristischen Länge l_{ch} die Hälfte der notwendigen Bruchenergie an, die zur Entstehung eines Risses erforderlich ist. Nach *Hillerborg et al. 1976* und *Hillerborg 1983* ergibt sich die fiktive Risslänge l_{ch} mit Gl. (2.20). Die Formel ist für Normal- und Leichtbeton gültig. Für Leichtbeton sind die angepassten Werkstoffeigenschaften gemäß Kap. 2.2 zu verwenden.

NWAC / LWAC (2.20)

$$G_F = \int_{-l_{ch}}^{l_{ch}} \sigma \cdot \epsilon \cdot dl = \frac{1}{2} \cdot f_{ct} \cdot \frac{f_{ct}}{E_c} \cdot 2 \cdot l_{ch} \quad \Rightarrow \quad l_{ch} = \frac{E_c \cdot G_F}{f_{ct}^2}$$

Der Bereich, über den Zugspannungen innerhalb dieser charakteristischen Länge noch übertragen werden können, wird Bruchprozesszone genannt. Diese ist dabei kürzer als die eigentliche charakteristische Länge (vgl. Gl. (2.21)).

NWAC / LWAC (2.21)

$$l_{BPZ} = \beta \cdot l_{ch} \quad \text{mit} \quad \beta = 0,3 \text{ bis } 0,5$$

In der Literatur finden sich Studien, die die Größe der Bruchprozesszone in Abhängigkeiten von der verwendeten Betonart beschreiben. Hillerborg bezifferte die Größe der Bruchprozesszone l_{BPZ} mit 0.3 bis $0.5 \cdot l_{ch}$. Der Wertebereich für β von 0.3 bis 0.5

wird von *Remmel 1994* und von *Grimm 1997* bestätigt. Eine mögliche Rissreibung und –verzahnung vergrößert ebenso wie die verwendete Zuschlagsart dabei den effektiv wirkenden Bereich der charakteristischen Länge. Innerhalb der Bruchprozesszone l_{BPZ} baut sich die übertragbare Spannung entsprechend der Rissöffnung bis auf den Wert Null ab. Der Spannungsverlauf in Abhängigkeit der Rissöffnung und die verwendete Betonart sind zur korrekten Bestimmung der Größe der Bruchprozesszone zu berücksichtigen.

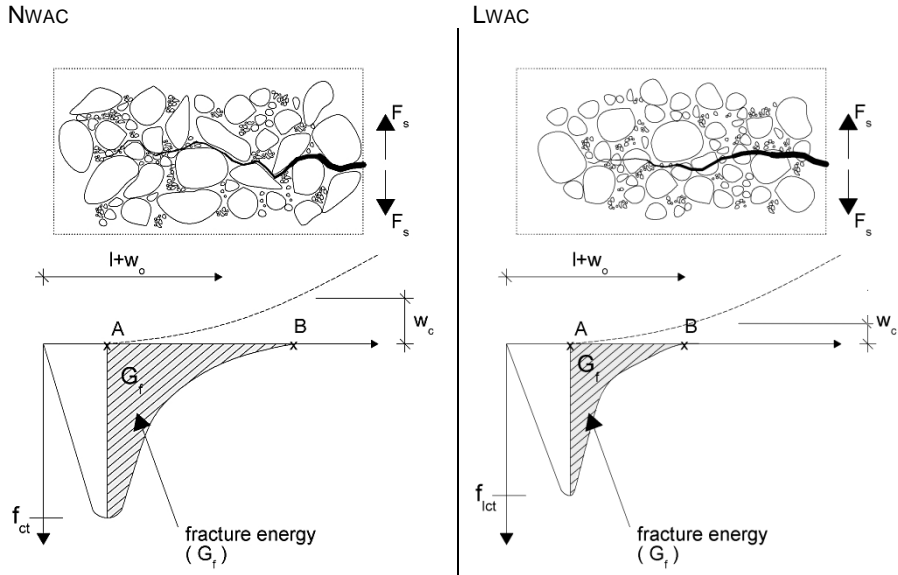


Abb. 2.2: Vergleichende Rissspannungs-Öffnungs-Beziehung nach *Reinhardt et al. 1986*.

Fig. 2.2: Comparison of the crack tension-opening-relationship according to *Reinhardt et al. 1986*.

In den in Abb. 2.2 schematisch dargestellten Rissspannungs-Öffnungs-Beziehungen werden die Unterschiede zwischen Normal- und Leichtbeton deutlich, aus denen sich die verschiedenen Völligkeiten α der Spannungsverläufe sowie die daraus resultierenden Bruchenergien G_F ableiten. Ein sprödes Materialverhalten bewirkt eine niedrige Bruchenergie, welche von der Zugfestigkeit und dem Entfestigungsverhalten beeinflusst wird und zusätzlich teils maßgeblich von der Betonzusammensetzung beeinträchtigt werden kann. Der Völligkeitsbeiwert α dient dabei zur wirklichkeitsnahen Beschreibung des unterschiedlichen Entfestigungsverhaltens von Beton. *Duda 1991* identifiziert verschiedene Traganteile die das Entfestigungsverhalten primär beeinflussen. Bei Normalbeton stellt das Lösen des Haftverbundes den primären Traganteil dar. In Leichtbeton ist hingegen das Überschreiten der Festigkeit der Zuschläge maßgebend. In der sekundären Tragwirkung ergeben sich die Unterschiede zwischen Normal- und Leichtbeton durch die bei Leichtbeton erheblich reduzierte Rissreibung. Eine geringe Rauigkeit der Rissufer und eine kleinere Grenzrissbreite w_c sind für Leichtbeton die bestimmenden Eigenschaften, welche die Reibungskapazität einschränken. In Abb. 2.3 sind diese Gegebenheiten in einer Zugspannungs-Rissöffnungs-Kurve entsprechend den Untersuchungen nach *Reinhardt et al. 1986*

grafisch dargestellt. Für den exponentiellen Ansatz nach Gl. (2.22) wurden für Normal- und Leichtbeton die spezifischen Werkstoffeigenschaften in Abhängigkeit von drei konstanten Parametern erarbeitet.

$$NWAC / LWAC \quad (2.22)$$

$$\sigma(w) = f_{ct} \cdot \left[1 + \left(c_1 \cdot \frac{w}{w_c} \right)^3 \right] \cdot e^{-c_2 \cdot \frac{w}{w_c}} - \frac{w}{w_c} (1 + c_1^3) \cdot e^{-c_2} \quad \left[\text{N/mm}^2 \right]$$

In *Faust 2002* werden die durch *Reinhardt et al. 1986* erarbeiteten Grundlagen aufgegriffen und für Leichtbetone mit Leichtsandmatrix durch eine Reduktion der kritischen Rissöffnung auf $w_c = 70 \mu\text{m}$ angepasst. Die beiden Parameter c_1 und c_2 werden dabei wie von *Reinhardt et al. 1986* für Leichtbeton mit Natursand (SLWAC) ermittelt, beibehalten.

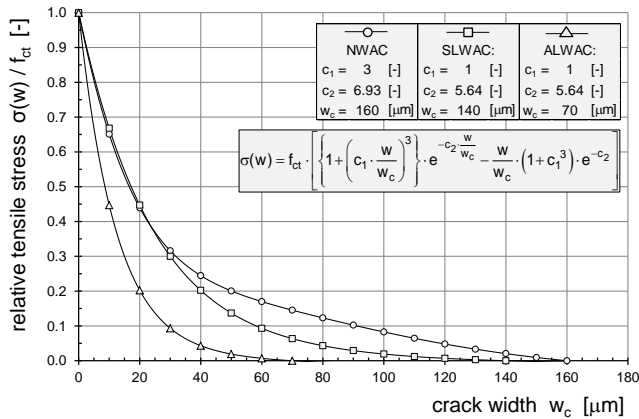


Abb. 2.3: Bezogenes Entfestigungsverhalten von Normal- und Leichtbeton.

Fig. 2.3: Relative softening behaviour of NWAC, SLWAC and ALWAC.

In der Literatur wird die Annahme einer bilinearen Entfestigungskurve empfohlen. Für Leichtbeton werden von *Hillerborg 1983* und *Duda 1991* Völligkeitsbeiwerte α_{LC} von 0.3 angegeben. *Wittmann et al. 1988* definiert für Leichtbeton einen Wertebereich für α_{LC} von 0.2 bis 0.33. Für Normalbeton liegt der empfohlene Wert für α_{NC} zwischen 0.3 und 0.4.

Zur Bestimmung der spezifischen Bruchenergie G_F wurden von *Reinhardt et al. 1986* verschiedene Serien von Keilspaltversuchen durchgeführt. Hierbei handelte es sich um Versuche, bei denen an gekerbten prismatischen Körpern gezielt orthogonal zur Kerbe eine Spaltkraft F_s aufgebracht wurde. Der Zusammenhang zwischen der eingeleiteten Spaltkraft in Bezug zur Rissöffnung wurde messtechnisch erfasst und ausgewertet. Die Bruchenergie G_F stellt dabei die Energie pro Flächeneinheit dar, die zur vollständigen Durchtrennung eines zugbeanspruchten Betonkörpers notwendig ist und entspricht damit dem Flächeninhalt unterhalb der Spaltkraft-Verformungskurve. *Hordijk 1990* führte die Untersuchungen fort und entwickelte anhand der vorliegenden Versuchsergebnisse Formeln (siehe Gl. (2.23) und Gl. (2.24)) zur Bestim-

mung der Bruchenergie von Normal- und Leichtbeton. Die durchgeführten Untersuchungen belegten, dass die Bruchenergie maßgeblich von der Betonzugfestigkeit und nur in geringem Maße von der verwendeten Matrix abhängig ist, so dass sich die Bruchenergie als Funktion der zentrischen Zugfestigkeit abschätzen lässt (siehe Gl. (2.23) und Gl. (2.24)).

$$\begin{array}{ll} \text{NWAC} & (2.23) \quad \text{SLWAC} \\ G_F = 24 + 26 \cdot f_{ct} & [\text{N/m}] \quad G_F = 24 + 16 \cdot f_{lct} \quad [\text{N/m}] \\ \text{mit } f_{ct} \text{ in } [\text{N/mm}^2] & \text{mit } f_{lct} \text{ in } [\text{N/mm}^2] \end{array} \quad (2.24)$$

Von *Hordijk 1990* wurden nur Normalbetone (NWAC) und Leichtbetone aus Natursand (SLWAC) untersucht. Spätere Untersuchungen von *Faust 2002* belegen die Notwendigkeit einer weiteren Unterscheidung bei Verwendung von Leichtsand als Feinstzuschlag für Leichtbeton. Demnach wirkt sich die Rohdichte der verwendeten Zuschläge maßgeblich auf die Rissbildung aus, was die zur Rissentstehung notwendige Bruchenergie mindert. Angepasst an Keilspaltversuchsergebnisse empfiehlt sich nach *Faust 2002* die Bruchenergie G_F für Leichtbetone mit Leichtsand (ALWAC) entsprechend Gl. (2.25) abzuschätzen.

$$\begin{array}{ll} \text{ALWAC} & (2.25) \\ G_F = 16 \cdot f_{lct} & [\text{N/m}] \\ \text{mit } f_{lct} \text{ in } [\text{N/mm}^2] & \end{array}$$

Weitere Verfahren zur empirischen Bestimmung der Bruchenergie in Abhängigkeit der Festbetoneigenschaften nach *Remmel 1994* oder dem *Model Code 2010* werden nicht weiter vorgestellt. Die empirische Entwicklung der darin aufgestellten Formeln können in keinem aussagekräftigen Umfang nachvollzogen werden, noch wurden neuere Nachrechnungen sprich Überprüfungen anhand von ergänzenden Keilspaltversuchen gefunden. Die Empfehlung des *Model Code 2010* für Normalbeton ergibt rechnerische Werte der Bruchenergie deutlich oberhalb denen nach Gl. (2.23). Für Leichtbeton verweist der *Model Code 2010* auf die Näherungslösung entsprechend Gl. (2.24).

In Arbeiten wie *Trunk 1999* oder *Kurz und Mechtcherine 2009* finden sich Erläuterungen dazu, wie spezifische Zusatzmittel die Risszähigkeit der Betone weiter beeinflussen und damit positiv Einfluss auf die Entwicklung der Bruchenergie nehmen.

3 Stahlverbunddecken

3.1 Grundlagen

Wirtschaftliche Zwänge fordern neben einem schnellen Baufortschritt flexible Lösungen, die eine freie Raumgestaltung ermöglichen. Heutige Anforderungen an eine größtmögliche Freiheit bei der Installationsführung von Medien- und Haustechnik sowie Möglichkeiten zur Gebäudeaussteifung und Stabilisierung machen die Stahlverbunddecke zu einem auf dem Markt etablierten Deckensystem. Das kranunabhängige Verlegen großflächiger Elementtafeln, welche direkt als Arbeits- und Schutzbühne dienen und die sonst notwendigen unteren Schaltafeln ersetzen, sind die offenkundigen Vorteile dieses Deckensystems. Zusätzlich sind mit dem Verbunddeckensystem hergestellte Raumzellen durch geringe Deckenstärken und weit gespannte Elemente effektiv nutzbar. Betontechnologische Entwicklungen erweitern den bisherigen Einsatzbereich im Neubau von Büro-, Verwaltungsgebäuden und im Industriebau um die Anwendung im Bestandsbau. Dies wird durch die zunehmende Anwendung leichter Betone ermöglicht, durch deren Einsatz bestehende Tragsysteme infolge der möglichen Gewichtsreduzierung effektiv einer Umnutzung zugeführt werden können. Die bauphysikalischen Eigenschaften lassen sich auf diesem Wege ebenfalls gezielt verbessern, wodurch zusätzliche Ausbaumaßnahmen für Schallschutz und Wärmedämmung eingespart werden können.

Die bautechnische Form des Deckensystems bleibt bei Substitution von Normalbeton durch Leichtbeton unverändert. Eine bandverzinkte oder zusätzlich bandbeschichtete dünne Profiltafel aus Stahl wird durch Aufbeton ergänzt und bildet nach dessen Erhärten ein tragendes System. Die konstruktive Ausbildung entscheidet dabei über die Funktion des Verbundblechs. Neben der Funktion als verlorene Schalung ist auch eine rein additive Wirkung in Verbindung mit dem Beton möglich. Bei dem in dieser Arbeit untersuchten Deckensystem ersetzt die Profiltafel ganz oder teilweise die notwendige Biegebewehrung. Profiltafel und Aufbeton werden schubfest miteinander verbunden. Die schubfeste Verbindung wird über die Form des Blechs, eine vorhandene Profilierung und/oder Endverankerungsmaßnahmen hergestellt. Die sogenannten Verbundprofile mit Blechdicken zwischen 0.75 mm und 1.50 mm werden in allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen oder in europäischen technischen Zulassungen geregelt. Die im Jahr 2011 eingeführten europäischen Regelwerke beschreiben in den Teilen *DIN EN 1994-1-1 2010* und *DIN EN 1994-1-2 2010* die Bemessung der Stahlverbunddecke bei Raumtemperatur und erhöhter thermischer Beanspruchung.

Von Relevanz sind die Nachweise der Längsschubtragfähigkeit, der Momententragfähigkeit und lokale Nachweise der Querkrafttragfähigkeit. Sondernachweise zur Anrechnung der Verbunddecke zur Gebäudeaussteifung und weitere Nachweise wie die Brandschutzbemessung sind ebenfalls normativ erfasst.

Für detaillierte Erklärungen dem Thema zwar artverwandten, jedoch nicht im Fokus der Thematik befindlichen Sachverhalte wird auf die einschlägige Literatur verwiesen. Auf notwendige Erläuterungen zur Bemessung wird im Folgenden im direkten Zusammenhang mit der jeweiligen Problemstellung eingegangen.

3.2 Profilblechtypen und Verbundwirkung

Verbundprofile werden in zwei geometrische Hauptkategorien unterteilt. Es sind offene und hinterschnittene Profilbleche zu unterscheiden. In Abb. 3.1 sind die beiden daraus entstehenden Deckenquerschnittsformen inklusive geometrischer Bezeichnungen anhand zweier ausgewählter Profiltypen beispielhaft dargestellt. Die verwendeten Bezeichnungen werden zu Beginn der Arbeit im Abschnitt „Formelzeichen und Abkürzungen“ näher erläutert.

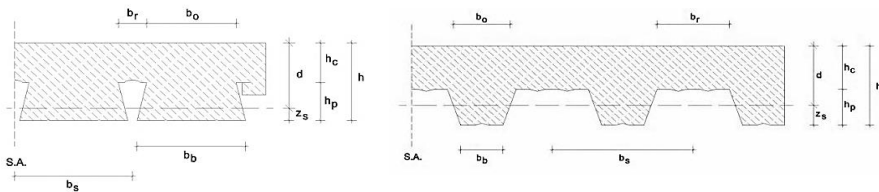


Abb. 3.1: Darstellung der geometrischen Varianten der hinterschnittenen (links) und der offenen (rechts) Verbunddecke.

Fig. 3.1: The composite slab with an undercut shape of the steel sheet left handed and the composite slab with an open formed profile sheet on the right.

Der wesentliche sich aus der Geometrie der Profiltafel ergebende Unterschied liegt in der Verbundwirkung zwischen Blech und Beton. Bei offenen sogenannten Trapezprofilen kann die Verbundwirkung mit steigender Belastung nicht dauerhaft aufrechterhalten werden. Die im positiven Momentenbereich ins Blech eingeleitete Zugbeanspruchung führt zu einer Querkontraktion des Blechs. Dies bewirkt eine Verformung der trapezförmig geneigten Profilstege. Infolge der Deformation des Stahlblechs löst sich das Blech vom Beton. Daraus resultiert schließlich der völlige Verlust der Verbundwirkung, welche bei offenen Profilblechen lediglich mechanischer Art ist. Der Hinterschnitt, auch Schwalbenschwanz genannt, stellt eine effektive Möglichkeit dar, über aktivierbare Klemmkraften die Verbundwirkung bis zu einem hohen Beanspruchungsgrad aufrechtzuerhalten. Die Verformungen der Profilstege werden dabei genutzt, um einen Reibverbund zwischen Blech und Beton herzustellen. Durch die Querkontraktion werden die Profilstege an den sich zwischen den Sicken befindlichen Beton gepresst. Dies führt zu deutlich verbesserten Verbundeigenschaften gegenüber den offenen Querschnittsformen. Eine wirksame Verbundwirkung ist daher in jedem Fall durch eine Kombination der folgenden Maßnahmen dauerhaft sicherzustellen:

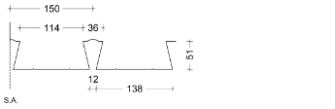
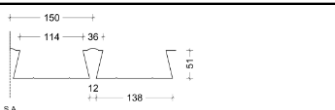
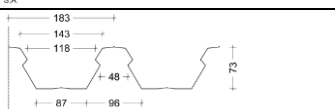
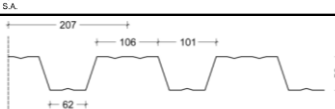
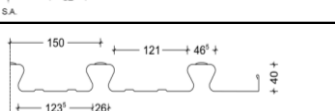
- (a) **mechanischer Verbund** durch eingewalzte Noppen oder Sicken im Profilblech.
- (b) **Reibverbund** durch eine hinterschnittene Profilgeometrie und damit wirkenden Klemmkraften.
- (c) **Endverankerungsmaßnahmen** mittels durchgeschweißter Kopfbolzendübel (KBD) in Kombination mit (a) oder (b) oder durch Deformation der Rippen an den Enden der Profiltafeln (Blechverformungsanker) zur weiteren Verbesserung der Verbundeigenschaften.

Infolge Adhäsionskräften zwischen Beton und Stahlblech liegt nach dem Betoniervorgang ein starrer Haftverbund vor. Aufgrund der sensiblen Reaktion auf Stöße und des schlagartige Ausfalls bei Überschreiten der Beanspruchbarkeit darf der wirksame Haftverbund rechnerisch nicht als Verbundwirkung angesetzt werden.

Tab. 3.1 zeigt die Querschnittsformen, die in diesem Projekt prüftechnisch untersucht wurden.

Tab. 3.1: Untersuchte Profilblechtypen mit Listung der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung oder des Prüfzeugnisses.

Table 3.1: Selection of different steel sheet types including references to general technical approvals.

cross-sectional form	approval number / reference
	Holorib 51® - undercut Z-26.1-4 / Holorib 2008
	SuperHolorib 51® - undercut Z-26.1-45 / SuperHolorib 2007
	Cofrastra 70® - light undercut Z-26.1-22 / Cofrastra 2007
	Cofraplus 60® - trapezoidal P - BWU02 - 064198 / Cofraplus 2006
	Cofrastra 40® - undercut Z-26.1-22 / Cofrastra 2007

3.3 Werkstoffeigenschaften von Verbundprofilen

Gemäß den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen sind die im vorangehenden Kapitel vorgestellten Verbundprofile aus S320GD+Z oder S350GD+Z entsprechend *DIN EN 10326 2004* herzustellen. An der Bezeichnung der Stahlsorten ist ersichtlich, dass Stähle mit besonderer Eignung zur Kaltverfestigung verwendet werden, die zudem entsprechend ihrer Herstellung für eine Band- oder Tauchbadveredelung vorgesehen sind.

Die spezifischen Materialeigenschaften wie die Streckgrenze R_{eH} bzw. $R_{p0.2}$, die Zugfestigkeit R_{eM} und der Elastizitätsmodul E_p wurden jeweils an mindestens sechs Zugproben im Versuch getestet. Die Prüfstücke wurden dabei an unterschiedlichen Stellen im Verbundblech entnommen. Die Werkstoffeigenschaften wurden für die jeweils getestete Blechcharge ermittelt. Die Durchführung der Versuche fand in Anlehnung an *DIN EN ISO 6892-1 2009* statt. Die Geometrie der Proben wurde in Übereinstimmung mit der *DIN 50125 2009* gewählt.

3.4 Versagensformen

Stahlverbunddecken üblicher Abmessungen erreichen meist nur einen teilverdübellen Zustand. Teilverdübellen bedeutet hierbei, dass das Verbundprofil nicht vollständig verankert werden kann, d. h. dass die innerhalb des positiven Momentenbereichs im Verbundprofil aufnehmbare Stahlzugkraft über die Verbundmechanismen aus Reibung, dem mechanischen Verbund und/oder zusätzlichen Verankerungsmaßnahmen nicht vollständig in den Beton übertragen werden können. Die Schubfuge kann demzufolge die aus der Belastung eingetragenen Längsschubspannungen nicht mehr aufnehmen. Nach Lösen des Haftverbundes nehmen als Folge die Relativverschiebungen zwischen Blech und Beton deutlich zu. Die auch als Schlupf bezeichneten Relativverschiebungen werden an den Enden der Verbunddecken durch einen zunehmenden Überstand des Betons zum Ende des Verbundprofils sichtbar (vgl. Abb. 3.2). Dabei werden die infolge Rissbildung abgetrennten Betonblöcke über das Blech hinweggeschoben.



Abb. 3.2: Blick auf einen Prüfkörper während der Versuchsdurchführung.

Fig. 3.2: Detailed view on a specimen during test.

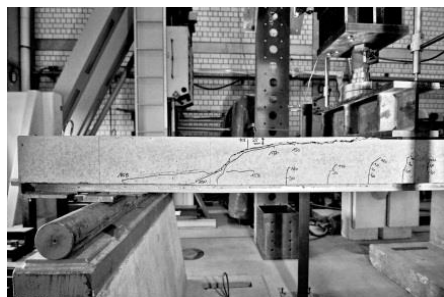
Als Einfeldträger ausgebildete Stahlverbunddecken aus Normalbeton sind bei Versagen üblicherweise durch einen einzelnen Biegeriss unterhalb der Lasteinleitung gekennzeichnet. In Abhängigkeit der Werkstoffeigenschaften des Betons nehmen in Verbindung mit Leichtbeton die Rissbildung und die dazugehörigen Rissbreiten deutlich zu. Leichtbetonverbunddecken besitzen daher eine ausgeprägte Schlupfentwicklung.

Im teilverdübellen Zustand wird die plastische Momententragfähigkeit eines starr verbundenen Verbundquerschnitts nicht erreicht. Die Schubtragfähigkeit der Verbundfuge gilt als Maß für die Verankerung der Längsbewehrung. Mit zunehmender Verankerung steigt die Biegetragfähigkeit der Verbunddecke. Dabei nimmt zugleich auch die Querkrafttragfähigkeit infolge der stärker aktivierten Druckzone zu.

Das Querkraftversagen von Stahlverbunddecken tritt in der Regel in Form eines Biegeschubversagens auf (vgl. Abb. 3.3). Das dem eines Stahlbetonbalkens ohne Schubbewehrung ähnliche Querkraftversagen ist ein bei Stahlverbunddecken bisher vernachlässigter Versagenstyp. Das Längsschubversagen lässt sich dabei nicht explizit vom Querkraftversagen trennen. In Kombination mit Betonen, welche ein geringes Zug- zu Druckfestigkeitsverhältnis aufweisen, nimmt mit größerer Verbundlänge der Widerstand gegen ein Querkraftversagen nicht im gleichen Maße zu wie

die Längsschubtragfähigkeit. Daher kann für Verbunddecken aus Leichtbeton das Querkraftversagen das maßgebende Versagenskriterium darstellen.

NWAC



LWAC



Abb. 3.3: Gegenüberstellung der Querkraftversagensbilder von Normal- und Leichtbetonverbunddecken.

Fig. 3.3: Comparison of the shear fracture pattern of normal concrete and lightweight concrete composite slabs.

Die Relevanz des reinen Biegeversagens ist an den mit den vorhandenen Verbundmaßnahmen erreichbaren Verdübelungsgrad gekoppelt. Wird das als Längsbewehrung dienende Verbundprofil vollständig verankert, ist ein Biegeversagen als maßgebende Versagensursache möglich.

In Verbindung mit dem niedrigen Elastizitätsmodul und der geringeren Zugfestigkeit des Leichtbetons tritt in Kombination mit einer Schrägrissbildung meist eine zusätzliche Rissbildung an den Stirnseiten der Verbunddecken auf. Im Folgenden wird dies als Längsrissbildung bezeichnet. Eine hinterschnittene Geometrie des Verbundblechs verstärkt die Effekte, die zu dieser Längsrissbildung an den Ecken der Hochsicken des Blechs führt. Die aus einem Versagen der Verankerung resultierenden Risse separieren den durch die Blechform entstehenden kammartigen Deckenquerschnitt in einzelne, durch die Tiefsicken begrenzte Balkenquerschnitte. Ein der Längsrissbildung folgendes Spalten der Decke (vgl. Abb. 3.4) tritt in der Regel erst in einem weit fortgeschrittenen Verformungszustand nach Erreichen der maximalen Tragfähigkeit auf.

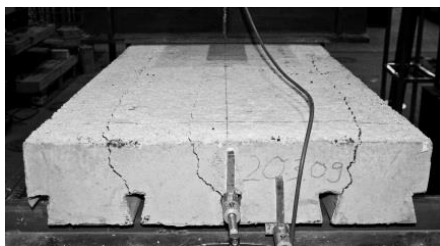


Abb. 3.4: Längsrissbildung an den Stirnseiten der Decke im Bruchzustand.

Fig. 3.4: Longitudinal crack pattern on the face side of a specimen.

Mit Abb. 3.5 sollen die vorangegangenen Erläuterungen in einer schematischen Darstellung verdeutlicht werden. Sie zeigt den normierten Querkraft-Durchbiegungsverlauf einer typischen Verbunddecke. Neben dem Bereich des wirkenden Haftverbundes und dem Bereich, in dem typischerweise Längsschubversagen auftritt, ist qualitativ auch der Versagensbereich gekennzeichnet in dem sowohl Längsschub- als auch Querkraftversagen möglich ist. Der Bereich eines potentiellen Biegeversagens sowie der durch sehr große Verformungen gekennzeichnete Nachbruchbereich, in dem infolge Zwängungen Längsrisse in Spannrichtung der Decke entstehen können, sind ebenfalls im Diagramm schematisch markiert. Eine Beschreibung der Versagensbereiche sowie deren gegenseitige Abgrenzung erfolgt im Rahmen dieser Arbeit.

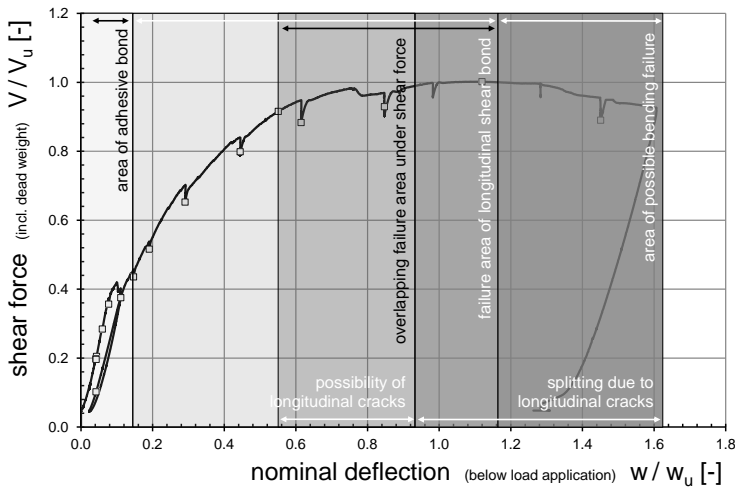


Abb. 3.5: Kennzeichnung möglicher Versagensbereiche.

Fig. 3.5: Identification of potential failure areas.

3.5 Längsschubtragfähigkeit

Die Längsschubtragfähigkeit stellt den Wert der maximal möglichen übertragbaren Kraft über die Verbundfuge dar. Diese ist abhängig von der Beschaffenheit der Verbundfuge. Es ist zwischen einer teilweisen und einer vollständigen Verdübelung zu unterscheiden. Für den Nachweis wird die vorhandene Kombination aus mechanischem Verbund und Reibverbund berücksichtigt. Eingesetzte Endverankerungsmittel dürfen angesetzt werden und verkürzen die notwendige Schublänge L_s zum Erzielen der plastischen Beanspruchbarkeit. Reichen die zwischen Profilblech und Beton übertragbaren Längsschubkräfte hierfür nicht aus, liegt eine teilweise Verdübelung vor. Dies ist in aller Regel bei Stahlverbunddecken üblicher Abmessungen der Fall. Die Tragfähigkeit der Verbunddecke wird somit durch ihre Längsschubtragfähigkeit begrenzt. Die Schublänge hat hierbei den größten Einfluss auf die Längsschubtragfähigkeit. Sie bestimmt die Schubfläche, über welche die verankerte Blechnormalkraft in den Aufbeton eingeleitet werden muss.

Wird ein duktils Verbundverhalten vorausgesetzt, ist die Längsschubtragfähigkeit mit der sogenannten Teilverbundtheorie und einmalig experimentell ermittelten Eingangsparametern bestimmbar. Die Teilverbundtheorie ist ein mechanisch begründetes Verfahren, welches parallel zur standardisierten m+k-Methode in der europäischen Normung (*DIN EN 1994-1-1 2010*) Einzug erhalten hat. Die Literatur (*Bode 1998, Stahlbau Kalender 2010*) empfiehlt die Verwendung der Teilverbundmethode, da die m+k-Methode ein halbempirisches Verfahren mit nur geringem Bezug zum mechanischen Tragverhalten ist. Für Erläuterungen zur m+k-Methode sei hier auf *DIN EN 1994-1-1 2010* verwiesen. Das Verbundverhalten des Prüfkörpers gilt als duktil, wenn die bei einem Grenzwert des Endschlupfes von 0.1 mm gemessene Last $F_{0.1}$ bis zur Bruchlast F_u um mindestens 10 % gesteigert werden kann.

Die Teilverbundtheorie stellt die theoretische Grundlage zur Nachweisführung dar. Die Beanspruchbarkeit im teilverbundenen Zustand wird durch einen Iterationsprozess zur Bestimmung der Lage der plastischen Nulllinie des Verbundkörpers bestimmt. Mit der sich ändernden Nulllinienlage nimmt die über die Verbundfuge übertragbare Blechnormalkraft $\eta \cdot N_P$ bis zum maximalen Wert $\eta \cdot N_P = N_{cf} = N_P$ zu. Der einheitenlose Faktor η bezeichnet den Verdübelungsgrad der Verbunddecke und nimmt je nach Verbundzustand Werte zwischen $0 > \eta \leq 1.0$ an. N_P entspricht dem Bemessungswert der vollplastischen Normalkrafttragfähigkeit des Profilbleches. Mit dem Bemessungswert der Drucknormalkraft des Betongurtes N_{cf} bei vollständiger Verdübelung ergibt sich an jeder Stelle entlang der Verbundlänge L_s das innere horizontale Kräftegleichgewicht. Werden die Normalkräfte auf ihre jeweilige Schwerlinie bezogen, bestimmen sich die dazugehörigen Momentenwerte. Der Startwert an der Stelle $L_x = 0$ ist durch die Eigenbiegetragfähigkeit des Verbundblechs bestimmt. In Abb. 3.6 werden die erläuterten Beziehungen dargestellt.

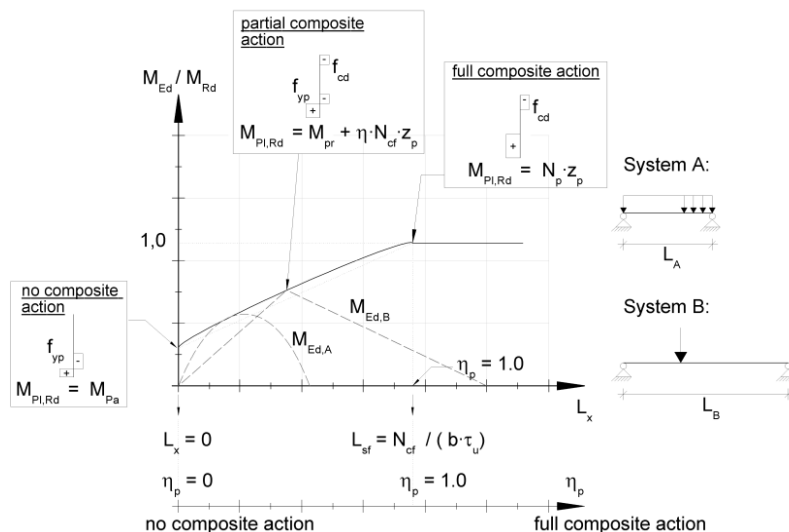


Abb. 3.6: Bemessung von Verbunddecken nach der Teilverbundtheorie.

Fig. 3.6: Structural design of composite slabs according to the theory of partial bond.

Durch den geführten Iterationsprozess bestimmt sich die Grenzkurve der Beanspruchbarkeit von Stahlverbunddecken unter Längsschubbeanspruchung im Bereich der Teilverdübelung. In Abb. 3.6 entspricht diese der durchgezogenen schwarzen Linie. Der Nachweis der Längsschubtragfähigkeit gilt als erfüllt, wenn entlang der Trägerlänge die Momentenbeanspruchung M_{Ed} , die in der Abb. 3.6 gestrichelt dargestellte graue Linie, das Grenzmoment $M_{Pl,Rd}$ nicht überschreitet. Die Grenzkurve darf vereinfachend auch durch eine gerade Verbindung zwischen der reinen Blechmomententragfähigkeit M_{pa} und der plastischen Tragfähigkeit des Verbundquerschnitts $M_{Pl,Rd}$ ersetzt werden. Vereinfachend kann so der Iterationsprozess zur Bestimmung der Nulllinienlage entfallen.

Zur Versuchsnachrechnung wird mit den für den Prüfkörper ermittelten Betoneigenschaften die Grenzmomentenkurve bestimmt und mit der maximal im Versuch erreichten Momentenbeanspruchung M_u verglichen. Anhand der Beziehung $M_u / M_{pl,Rm}$ ergibt sich der Verdübelungsgrad η (vgl. Gl. (3.1)) des Versuchskörpers, mit dessen Hilfe sich die übertragbare Normalkraft zu $\eta \cdot N_p = \eta \cdot A_p \cdot f_{ypm}$ bestimmt. Diese Normalkraft stellt die an der Stelle des maximal wirkenden Momentes verankerte Zugkraft Z_p dar (siehe Gl. (3.2)). Mit $\eta \cdot N_p$, bezogen auf die benetzte Blechoberfläche $A_{s,b}$ berechnet sich die im Versuch erreichte Schubspannung τ_u . Über das Auflager hinausgeführte Vorblechlängen L_o dürfen bei der Ermittlung der Schubfläche $A_{s,b}$ angerechnet werden (vgl. Gl. (3.3)). In einigen Literaturquellen wird die vorhandene Auflagerpressung berücksichtigt (vgl. *Stahlbau Kalender 2010*). Die Schubspannung τ_u wird dann jedoch entsprechend abgemindert.

$$NWAC / LWAC \quad (3.1)$$

$$\frac{M_u}{M_{pl,Rm}} = \eta \quad (3.2)$$

$$Z_p = \eta \cdot N_p = N_{cf} = \eta \cdot A_p \cdot f_{ypm} \quad (3.3)$$

$$\tau_u = \frac{\eta \cdot N_p}{A_{s,b}} = \frac{\eta \cdot A_p \cdot f_{ypm}}{(L_o + L_s)}$$

Für die Berechnung der inneren Hebelarme ist gemäß der Teilverbundtheorie für Normalbeton von einer rechteckigen Spannungsverteilung in der Druckzone auszugehen. Zur realistischen Erfassung des spröden Nachbruchbereichs ist für Leichtbeton entsprechend den Untersuchungen in *Faust 2002* eine dreiecksförmige Spannungsverteilung in der Druckzone anzunehmen. Damit ändert sich für Leichtbeton der sich ergebende innere Hebelarm, was zu einer geringfügigen Veränderung zwischen der plastischen Momentenbeanspruchbarkeit von Normalbeton und einem vergleichbaren Leichtbeton führt. In dieser Arbeit wurde dies in den Nachrechnungen der Versuchskörper berücksichtigt. In der Druckzone wurde maximal von einer mittleren Betondruckfestigkeit gemäß Gl. (2.3) bzw. Gl. (2.4) ausgegangen. Um der im Versuch vorliegenden Kurzzeitbeanspruchung gerecht zu werden, wurden Dauerstandeffekte, welche durch Vorfaktoren in der Bemessung üblicherweise berücksichtigt werden, in der Versuchsauswertung und Nachrechnung nicht berücksichtigt.

Die Biegetragfähigkeit von Verbunddecken lässt sich durch Endverankerungsmaßnahmen oder durch eine zusätzlich eingelegte Bewehrung effektiv steigern. Die Wirkung dieser konstruktiven Maßnahmen können nach geringen Anpassungen im Teilverbunddiagramm mit der Teilverbundtheorie erfasst werden. Die zuvor erläuterten Grundlagen bleiben unverändert. Abb. 3.7 zeigt das vereinfachte Teilverbunddiagramm für einen Versuchskörper mit zusätzlich eingelegter Bewehrung und angeordneten Endverankerungsmaßnahmen. Zusätzliche Erläuterungen sind direkt in Abb. 3.7 enthalten.

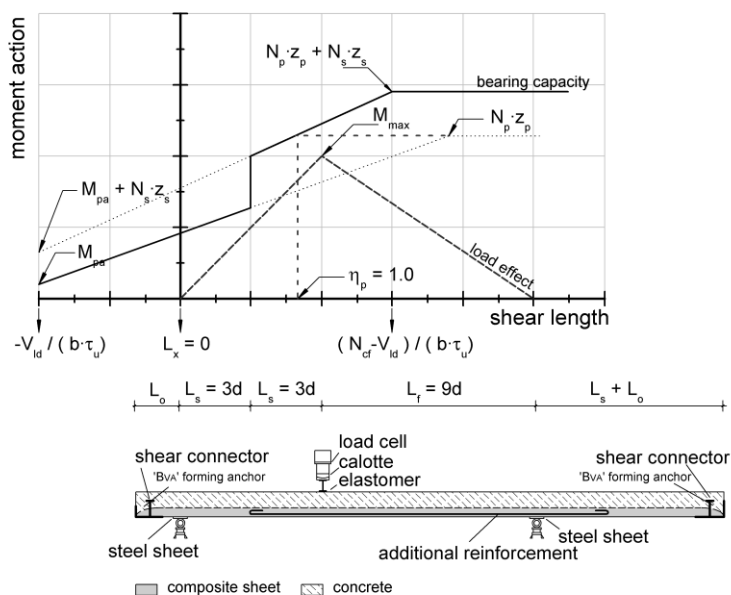


Abb. 3.7: Teilverbunddiagramm für einen Versuchskörper mit gestaffelter Bewehrung und Kopfbolzendübel.

Fig. 3.7: Diagram of partial bond theory of a specimen with phased embedded reinforcement and welded studs.

3.6 Querkrafttragfähigkeit

Ergänzend zu den Hinweisen in Kap. 1.2 werden im Folgenden die aktuell gültigen Regeln für Verbunddecken unter Querlast näher erläutert. Wie bereits geschildert erfolgt die Querkraftbemessung von Stahlverbunddecken nach den Bemessungsregeln von Stahlbetonbalken ohne rechnerisch erforderliche Schubbewehrung.

Das Modell nach *DIN EN 1992-1-1 2011* berücksichtigt auf empirische Weise die den Querkraftabtrag beeinflussenden Traganteile der Rissuerverzahnung, der Dübelwirkung der Längsbewehrung, der ungerissenen Druckzone und die Zugtragfähigkeit in der Bruchprozesszone. Eine durch das Profilblech mögliche Tragfähigkeitssteigerung infolge der vorhandenen Steifigkeit und Tragfähigkeit des Verbundbleches wird in diesen Regeln vernachlässigt. Für Normal- und Leichtbeton sind die Gleichungen zur Querkraftbemessung in den Gl. (3.4) und Gl. (3.5) nochmal dargestellt.

$$\begin{aligned} \text{NWAC} & \quad (3.4) \quad \text{LWAC} & (3.5) \\ V_{\text{Rd,c}} = [C_{\text{Rd,c}} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_{\text{sL}} \cdot f_{\text{ck}})^{1/3}] \cdot b_w \cdot d & \quad V_{\text{IRd,c}} = [C_{\text{IRd,c}} \cdot \eta_1 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_{\text{sL}} \cdot f_{\text{ICK}})^{1/3}] \cdot b_w \cdot d \end{aligned}$$

Aufgrund der geometrischen Form der eingesetzten Verbundbleche wird die Verbunddecke als Stahlbetonbalken mit kammartigem Querschnitt angesehen. Die kleinste zu berücksichtigende Querschnittsbreite b_w entspricht für Verbunddecken der Größe b_o , welche sich durch die Form der Profilbleche und der dadurch eingeschnürten Bereiche zwischen den Hochsicken ergibt (vgl. Abb. 3.1). Die statische Höhe d_p entspricht der Deckenhöhe h_t abzüglich der Schwerpunktslage des Verbundprofils e_p . Übliche Geschossdecken im Hochbau weisen Deckenstärken von weniger als 200 mm auf. Der mit dem Faktor k (vgl. Gl. (3.6)) in den Bemessungsregeln implementierte Maßstabseffekt reduziert erst ab Steghöhen größer 200 mm den Wert der Querkrafttragfähigkeit und ist damit für Stahlverbunddecken als konstant anzusehen (vgl. Gl. (3.6)).

$$\text{NWAC} / \text{LWAC} \quad (3.6)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_p}} \leq 2,0 [-]$$

In den in Gl. (3.4) und Gl. (3.5) dargestellten Formeln wird über die dritte Wurzel aus der charakteristischen Druckfestigkeit $f_{\text{ck}} / f_{\text{ICK}}$ des verwendeten Betons der Bezug zur Betonzugfestigkeit eingeführt. Über den Längsbewehrungsgrad ρ_{sL} wird, nach Kalibrierung durch den eingebundenen Vorfaktor $C_{\text{Rd,c}} / C_{\text{IRd,d}}$, neben der Dübelwirkung der Längsbewehrung in besonderem Maße die Höhe der ungerissenen Druckzone und damit deren Anteil am Querkraftabtrag erfasst. Der Längsbewehrungsgrad ρ_{sL} entspricht der geometrischen Beziehung zwischen der Fläche der effektiv verankerten Zugbewehrung in der Zugzone $A_{p,e}$ und der kleinsten Querschnittsfläche des Betons $b_o \cdot d$ (vgl. Gl. (3.7)).

$$\text{NWAC} / \text{LWAC} \quad (3.7)$$

$$\rho_{\text{sL}} = \frac{A_{p,e}}{b_o \cdot d_p} \leq 0,02 [-]$$

Durch Berücksichtigung von η_1 in Gl. (3.5) als Beiwert zur Bestimmung der Zugfestigkeit von Leichtbeton wird dem spröden Materialverhalten von Leichtbeton und dessen geringerer Zugfestigkeit Rechnung getragen (vgl. Gl. (2.19)). Mit dem oberen Grenzwert der Trockenrohdichte, welcher entsprechend der maßgebenden Rohdichteklasse des verwendeten Leichtbetons nach *DIN EN 1992-1-1 2011, Tab. 11.1* zu wählen ist, reduziert sich die Querkrafttragfähigkeit bei Verwendung von Leichtbeton um bis zu 40 %.

Je nach angestrebtem Bemessungsniveau variiert der rein empirisch begründete Vorfaktor $C_{\text{Rd,c}}$ zwischen dem Bemessungswert von 0.1, dem charakteristischen Wert von 0.15 oder dem Mittelwert von 0.2. Die Werte wurden in den auf Leichtbeton angepassten Regeln nach Gl. (3.5) für $C_{\text{IRd,d}}$ übernommen und entsprechen dem Inhalt des Nationalen Anwendungsdokuments der *DIN EN 1992-1-1 2011*. Die Größe des Vorfaktors $C_{\text{Rd,c}} / C_{\text{IRd,d}}$ wurde in zahlreichen Forschungsarbeiten auf Korrelation mit Ergebnissen einer Versuchsdatenbank geprüft und bezüglich vorhandener oder

fehlender Sicherheiten untersucht. Stellvertretend werden hierfür die Arbeiten von *Reineck 1999*, *König et al. 1999* sowie *Reineck 2006* genannt. In diesen Untersuchungen und innerhalb der aufgestellten Versuchsdatenbank wurden lediglich Stahlbetonbalken erfasst. Eine Anpassung des in *DIN EN 1992-1-1 2011* verankerten Vorfaktors $C_{Rd,c} / C_{IRd,d}$ an die Ergebnisse einer Datenbank aus Verbunddeckenversuchen wurde bisher nicht vorgenommen.

In vergangen Forschungsarbeiten wurde das Querkraftversagen bei Verbunddecken aus Normalbeton kaum untersucht. Dies mag teils daran liegen, dass die Notwendigkeit einer Unterscheidung zwischen Längsschub- und Querkraftversagen nicht erkannt wurde. Die Anwendung der Querkraftregeln nach *DIN EN 1994-1-1 2010* erfordert bei der Querkraftbemessung eine genaue Berücksichtigung des Verankerungszustandes der Bewehrung. Die im Massivbau nach *DIN EN 1992-1-1 2011* geltenden Bemessungsregeln zu Mindestverankerungslängen helfen dabei, eine möglichst vollständige Verankerung bis zum Bemessungsschnitt neben dem Auflager zu erzielen. Für Verbundprofile existieren solche Regeln nicht (vgl. Kap. 4.5). Der Flächenverbund wird erst mit zunehmender Schlupf und in Abhängigkeit zur Verankerungslänge aktiviert. Die hohen Relativverschiebungen und die großen Einzelrissbreiten führen bei Annahme eines starren Verbundes bei Stahlverbunddecken zu einer teils deutlichen Überschätzung des Traganteils der ungerissenen Druckzonenhöhe (siehe Kap. 1.2). Erschwerend kommt hinzu, dass die empirische Abbildung der Querkrafttraganteile in keinem Bezug zur tatsächlichen Tragwirkung in Verbunddecken steht.

4 Einflussfaktoren auf die Querkrafttragfähigkeit von Verbunddecken

4.1 Einführung

Über die am Querkraftabtrag beteiligten Tragwirkungen wurden für Stahlbetonbalken bereits umfangreiche Untersuchungen durchgeführt. Die Wichtung der Einzelkomponenten im Gesamttragverhalten wurde dabei stets unterschiedlich vorgenommen. Das folgende Kapitel soll einen Überblick über die Grundkomponenten beim Querkraftabtrag liefern. Die speziell am Querkraftabtrag in der Verbunddecke einflussnehmenden Größen werden zunächst allgemein in Bezug auf vorhandene Theorien des Massivbaus erläutert und darauf aufbauend in kurzer Diskussion in ihrer Anwendbarkeit auf das Tragverhalten von Verbunddecken dargestellt.

4.2 Festbetoneigenschaften

Festbetoneigenschaften wie die Druckfestigkeit, die Zugfestigkeit und der Elastizitätsmodul sind die gängigen Größen zur Beschreibung der Betongüte. Die Entwicklung der Einzelparameter Zugfestigkeit und Elastizitätsmodul können in Abhängigkeit der Druckfestigkeit mittels empirischer Formeln beschrieben werden. In der Regel nehmen die Zugfestigkeit und der Elastizitätsmodul mit steigender Druckfestigkeit zu. Zwischen den Parametern liegt jedoch keine Proportionalität vor und gerade für Leichtbeton ist mit einer stark eingeschränkten Genauigkeit der analytischen Bestimmungsgleichungen zu rechnen. Daher sollte Wert auf eine genaue Überprüfung der Festbetoneigenschaften gelegt werden. Näheres hierzu wurde bereits in Kap. 2 erläutert.

Um die Materialeinflüsse besser darstellen zu können, wurden im Folgenden nur Versuchsergebnisse von Versuchen gleichen Typs mit annähernd gleichem Verankerungsgrad erfasst. Gerade der Verankerungsgrad des Profilblechs entscheidet über die Tragfähigkeit der Verbunddecke, unterliegt aber hohen Streuungen, wodurch die Bewertung der Ergebnisse erschwert wird.

Höhere Betondruckfestigkeiten nehmen nur bedingt durch die zeitgleiche Entwicklung der Zugfestigkeit Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit. Dies bestätigt sich in der Gegenüberstellung vergleichbarer Versuche bei unterschiedlichen Betondruckfestigkeiten nach Abb. 4.1. Selbst deutlich höhere Druckfestigkeiten führen nur zu einem marginalen Einfluss auf die im Versuch erreichten Traglasten. Mit steigender Zugfestigkeit ist hingegen eine Erhöhung der experimentell ermittelten Traglasten zu erkennen.

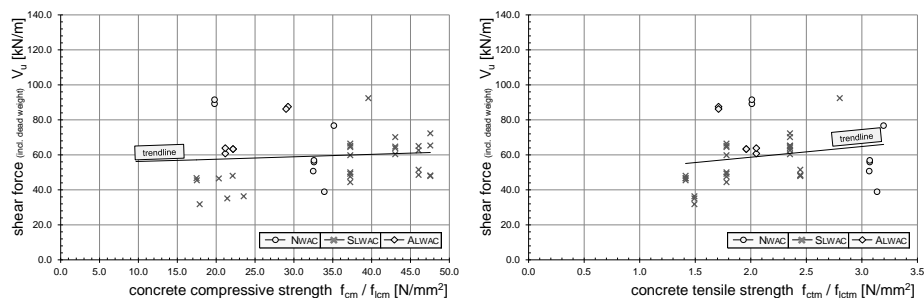


Abb. 4.1: Einfluss der Betondruckfestigkeit (links) und –zugfestigkeit (rechts) auf den Einheitsschubfluss im Versuch.

Fig. 4.1: Influence of concrete compressive strength (left) and tensile strength (right) on the standard shear flow in tests.

Da die Betondruckfestigkeit jedoch die gängige Beurteilungsgröße der Betonqualität darstellt, werden üblicherweise die Zusammenhänge zwischen der Zug- und Druckfestigkeit in Bemessungsformeln eingebunden, wie es beispielsweise in der Querkraftbemessungsformel der *DIN EN 1992-1-1 2011* vorgenommen wurde.

Konstruktive Leichtbetone mit dichtem Gefüge können wirtschaftlich ab einer Trockenrohdichteklasse von D1.4 für Verbunddecken eingesetzt werden. Dies haben Untersuchungen des Forschungsprojektes *Kurz und Mechtcherine 2009* ergeben, bei denen in Betonen mit geringerer Rohdichte kein ausreichendes Verhältnis zwischen Druck- und Zugfestigkeit mehr erreicht werden konnte und der Beton den Anforderungen von Verbundtragwerken nicht genügte. Durch die Forschung von *Schuster and Ling 1980* sowie *Li 1993* liegen zusätzlich bereits Untersuchungen mit Verbunddecken aus Betonen mit Trockenrohdichte kleiner 2200 kg/dm³ vor. Anhand der Forschungsergebnisse folgern die Autoren, dass die Trockenrohdichte des verwendeten Betons nur unwesentlich Einfluss auf die erreichbare Verbundspannung τ_u nimmt. Bei vergleichbarer Beschaffenheit der Verbundfuge bleibt damit das Längsschub- und Biegetragverhalten von Verbunddecken unbeeinflusst.

In Abb. 4.2 sind für die gleiche Versuchsauswahl wie in Abb. 4.1 die Werte der im Versuch maximal messbaren Querkrafttragfähigkeit über die Trockenrohdichten der verwendeten Betone aufgetragen. Entsprechend dieser Darstellung können die von den Autoren Schuster, Ling und Li aufgestellten Schlussfolgerungen für das Tragverhalten unter Querkraft nicht gänzlich bestätigt werden. Um eine klare Aussage treffen zu können sind die Streuungen in den Versuchsergebnissen trotz Auswahl vergleichbarer Versuche zu hoch. Dies liegt auch daran, dass sich mit sinkender Trockenrohdichte ρ_{dry} die Zugfestigkeit des Betons maßgeblich ändert.

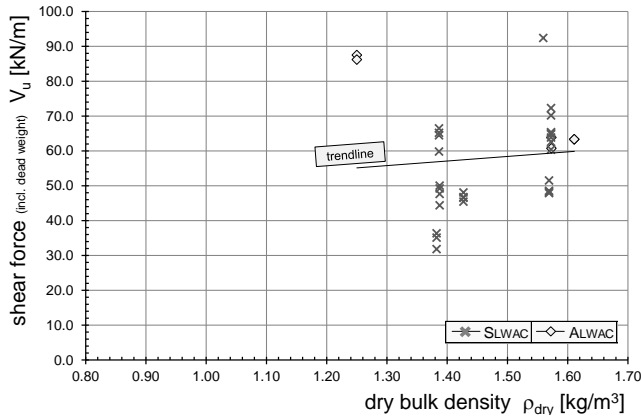


Abb. 4.2: Einfluss der Trockenrohdichte auf den Einheitsschubfluss im Versuch.

Fig. 4.2: Influence of the bulk density on the standard shear flow in experiment.

Die Rohdichte der Zuschläge ist dabei die bedeutendste Kenngröße für leichte, aber teils spröde Betone. Bei vergleichbarer Druckfestigkeit sinkt die Zugfestigkeit von Leichtbetonen gegenüber der eines Normalbetons deutlich ab. Daraus resultiert ein für Verbundtragwerke ungünstiges Verhältnis zwischen Zug- und Druckfestigkeit. Dies gilt nicht nur für Leichtbetone, sondern erweitert die dabei entstehende Querkraftproblematik auch auf andere Hochleistungsbetone, bei denen sich ähnliche Festigkeitsunterschiede einstellen können. Bei einem normalschweren Beton liegt das charakteristische Verhältnis von Zug- zu Druckfestigkeit zwischen 1:10 und 1:15. Für Leichtbetone verschlechtert sich dieses Verhältnis ohne gezielte Optimierung durch Zusatzstoffe wie zum Beispiel Flugasche, auf Werte zwischen 1:20 bis 1:25. Für hochfeste Betone kann das Zug-/Druckfestigkeits-Verhältnis noch ungünstiger ausfallen. Kleine Verhältniswerte finden Ausdruck in einem spröden Versagensverhalten, wodurch das Zug- zu Druckfestigkeitsverhältnis eine weitere Kenngröße zur Beurteilung der Duktilität des Betons darstellt. Die aufnehmbare Bruchenergie ist soweit reduziert, dass das Risswachstum schlagartig erfolgt.

Die Wirkung des teils hohen Festigkeitsunterschieds zwischen Normal- und Leichtbeton wird auch in einer näheren Betrachtung der Verbundmechanismen deutlich. Die zwischen Verbundprofil und Beton wirkenden Verbundmechanismen aus Reibung und Verzahnung bestimmen den Verankerungsgrad der Bewehrung und damit direkt die Längsschub- und Querkrafttragfähigkeit. Wird der mechanische Verbund eines profilierten Verbundprofils im Detail betrachtet, so wird dieser von der Tragfähigkeit der Betonkonsolen zwischen der Blechprofilierung und / oder der plastischen Tragfähigkeit des Blechs bei dessen Verformung bestimmt. An aufgesägten Versuchskörpern aus Leichtbeton ist ein deutlicher Abrieb der Betonkonsolen zu erkennen (vgl. Abb. 4.3).

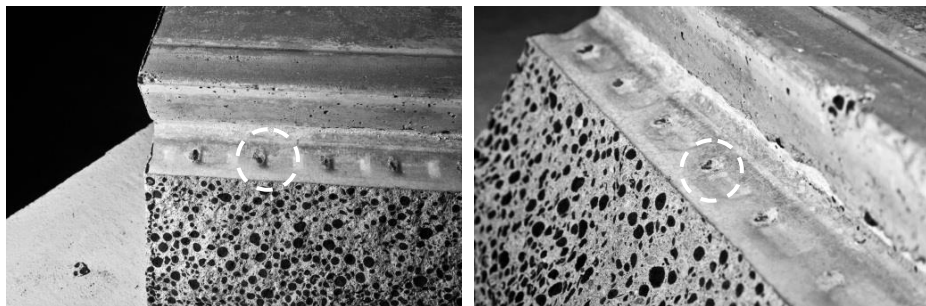


Abb. 4.3: Beschädigung des mechanischen Verbundes infolge Schlupf bei Verbunddecken aus Leichtbeton.

Fig. 4.3: Damage to the mechanical interlock due to slip in composite slabs with lightweight concrete.

Dieser Abrieb konzentriert sich auf den Bereich direkt hinter dem maßgebenden Biegeschubriss sowie über dem Auflager. Dies ist verständlich, denn die größten Blechverformungen und das Lösen des mechanischen Verbundes tritt am stärksten an der Stelle auf, an der das Blech alleine über den Riss hinweg die Lasten übertragen muss. Am Auflager hingegen wird die Druckstrebe ins Auflager eingeleitet. Die Auflagerpressung führt dabei zu einem hohen Widerstand gegen das Ablösen des Blechs vom Beton, zeitgleich summieren sich jedoch am Auflager die Einzelrissbreiten sowie der durch den Längsschub bedingte Schlupf. Die Schädigung der Kontaktfuge resultiert demnach aus der gegenseitigen Verschiebung zwischen Blech und Beton sowie der Interaktion zwischen Blechverformung und Auflast. Beim Einsatz von Normalbeton wurde eine derartige Abrasion weder dokumentiert (vgl. Roik 1977, Bode 1998, oder Minas 1999) noch konnte sie in eigenen Versuchen festgestellt werden (vgl. Kap. 6).

Die Beanspruchbarkeit der Betonkonsole wird maßgeblich durch die Festigkeit der Zementmatrix bestimmt. Da diese, trotz des höheren Sandanteils in Leichtbeton, für Normal- und Leichtbeton ähnlich hoch ist, ist die im Leichtbeton festzustellende Beschädigung unerwartet. Insgesamt liegt die Gesamtsteifigkeit der Verbunddecke aus Leichtbeton durch den in etwa nur halb so hohen Elastizitätsmodul jedoch weit unterhalb der einer normalschweren Verbunddecke. Daraus ergibt sich ein weicher Verbund mit messbar höherem Endschlupf und höherer Durchbiegung. Abb. 4.4 stellt die experimentell gemessenen Werte von Schlupf s_L und Durchbiegung w_u bei maximaler Traglast dar. Für beide Betonarten steigen die Werte mit sinkendem Elastizitätsmodul des Betons an.

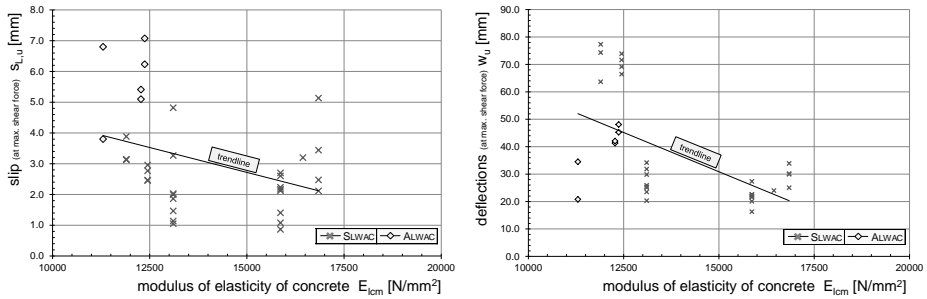


Abb. 4.4: Zusammenhang zwischen dem maximalen Endschlupf $s_{L,u}$ (links) sowie der Durchbiegung w_u (rechts) bei unterschiedlichem Elastizitätsmodul.

Fig. 4.4: Relationship between maximum endslip (left) plus the occurring deflection (right) for different moduli of elasticity.

In diesem Zusammenhang stellt Minas in *Minas 1999* die These auf, dass die Betondruckfestigkeit Einfluss auf die Entwicklung der Relativverschiebung zwischen Blech und Beton nimmt. Bei geringeren Festigkeiten erwartet *Minas* größere Zerstörungen an den Betonkonsolen zwischen der Blechprofilierung und damit eine reibungsmindernde „Schmierfilm-Bildung“ durch einen zermahlenen Beton. Unter Berücksichtigung von Versuchen aus *Kurz und Hartmeyer 2010* mit deutlichem Längsschubversagen kann dieser Einfluss bestätigt werden. Vorsichtig aufgetrennte Prüfkörper aus Leichtbeton wiesen dabei einen Abrieb, aber keine Zerstörung der Betonkonsolen auf. Der in Abb. 4.5 dargestellte Einfluss zwischen der Betondruckfestigkeit und dem Endschlupf bei Erreichen der maximalen Versuchslast verdeutlicht nochmals die Zusammenhänge. Der aufgrund der geringeren Steifigkeit von Leichtbeton bedingte Verlust an Reibwirkung in hinterschnittenen Verbundblechen kann durch die mechanische Verzahnung profilierter Bleche mit zunehmender Belastung nicht mehr kompensiert werden.

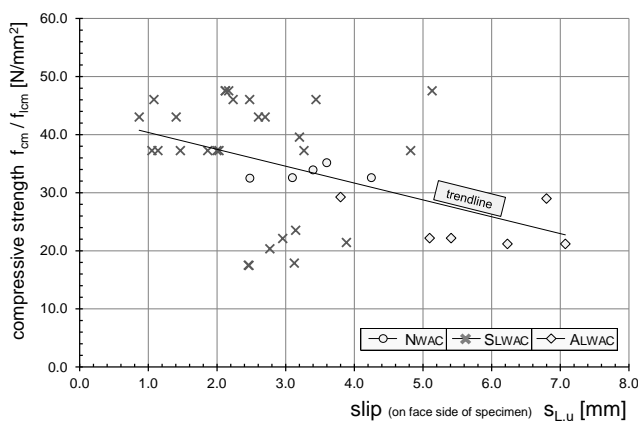


Abb. 4.5: Einfluss der Betondruckfestigkeit auf den gemessenen Endschlupf im Versuch.

Fig. 4.5: Influence of concrete compressive strength on the slip in the tests.

Der insgesamt für Leichtbeton aus den spezifischen Eigenschaften resultierende Verlust an Verbundwirkung führt zu einer verstärkten Rissbildung und niedrigen Verankerungsgraden des Verbundprofils. Bei hohen Rissbreiten und kleiner Längsschubbeanspruchbarkeit (vgl. Kurz und Mechtcherine 2009) führt dies zu einer deutlichen Reduzierung der aktivierten Druckzonenhöhe und gleichzeitig begrenzter Schubkraftübertragung im Riss. Insgesamt nimmt dadurch für leichte Verbunddecken die Querkrafttragfähigkeit gegenüber Normalbeton überproportional ab.

4.3 Verdübelungswirkung der Längsbewehrung

Als erste Teilkomponente des Gesamtquerkraftabtrages von schlanken Stahlbetonbalken ist die Verdübelungswirkung der Längsbewehrung zu nennen. Entsprechend den theoretischen Überlegungen bedingt der Übergang in den gerissenen Zustand die Annäherung der Rissverläufe an die Trajektorien der zweiten Hauptspannung. Infolgedessen biegen die Risspitzen der Biegerisse in Richtung der Lasteinleitung ab, öffnen sich aber weiterhin orthogonal zu den 1. Hauptspannungen. Die daraus entstehende Rotation um die Risspitze führt zu einem vertikalen Versatz der Rissufer, welcher wiederum eine Scherbeanspruchung der den Riss kreuzenden Längsbewehrung bedingt. Die Bewehrung wirkt dabei wie ein Dübel, der die beiden gegenüberliegenden Rissufer miteinander koppelt. Die über den am auflagerseitigen Rissufer entstehenden Druckkontakt eingeleiteten Kräfte werden als Zugspannungen in den Beton zurückgehängt. Die bis zum Erreichen der Betonzugtragfähigkeit aufnehmbare Kraft wird als Dübelkraft bezeichnet. Die ersten theoretischen Überlegungen hierzu wurden von *Mörsch 1920* festgehalten. Die darauffolgenden Arbeiten und Untersuchungen zur Verdübelungswirkung und die dabei entstandene Modellvorstellungen wurden in *Dehn 2002* zusammengetragen und hinsichtlich ihrer Vor- und Nachteile verglichen. Das erläuterte Tragverhalten wird in Abb. 4.6 anhand einer Modellskizze darstellt.

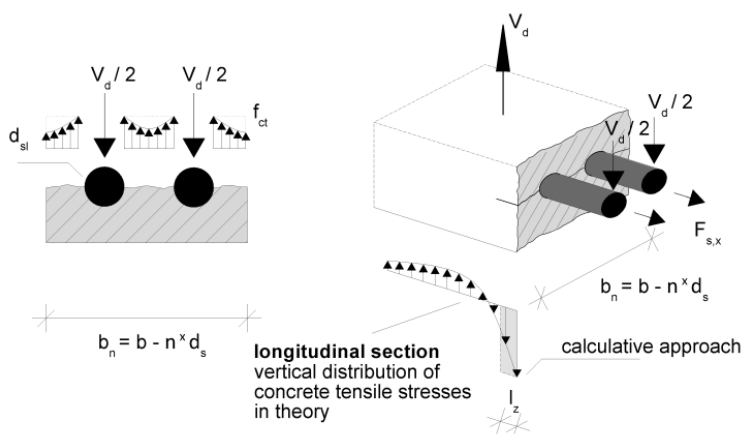


Abb. 4.6: Modellskizze nach *Faust 2002* zur Dübelwirkung der Längsbewehrung.

Fig. 4.6: Sketch according to *Faust 2002* for description of the dowel action of the longitudinal reinforcement.

Neben der Zugfestigkeit des Betons f_{ct} / f_{lct} sind die Anzahl der Bewehrungsstäbe n sowie deren Durchmesser d_{sl} und die dadurch beeinflusste Größe der freien, zwischen der Bewehrung liegenden Betonfläche b_n für den Wert der übertragbaren Dübelkraft V_d von entscheidender Bedeutung. Das Verhältnis zwischen Bewehrungsfläche und effektivem Betonquerschnitt, der sogenannte Bewehrungsgrad ρ_{sL} , bestimmt in Kombination mit der vorhandenen unteren Betondeckung den auftretenden Versagensmechanismus. Eine geringe Betonüberdeckung führt zusammen mit einem niedrigen Bewehrungsgrad zum Durchstanzen der unteren Bewehrungslage. Ist hingegen die Betonüberdeckung groß und der Bewehrungsgrad hoch, ist der Ausfall der Dübelwirkung durch einen horizontalen Riss in Höhe der unteren Bewehrungslage gekennzeichnet. Dies entspricht dem typischen Versagensbild schubbeanspruchter Stahlbetonbalken. Die Tragfähigkeit der im Riss liegenden scherbeanspruchten Bewehrungslage wird in den bisherigen Modellvorstellungen vernachlässigt bzw. nur empirisch erfasst. Diese ist mitentscheidend für den Widerstand, welcher der aufgezungenen vertikalen Versetzung der Rissufer entgegenwirkt. Ein Abbiegen der Biegerisse, d.h. das Öffnen des Schräggrisses, wird erst möglich, wenn durch lokales Betonversagen oder Verformungen der Längsbewehrung ein vertikaler Versatz der Rissufer möglich ist. Diese Argumentation entspricht auch den theoretischen Überlegungen und Versuchsbeobachtungen zur Dübelwirkung bei schlanken Stahlbetonbalken.

Mit Hilfe detaillierter Finite-Element-Studien entwickelte *Fischer 1997* die theoretische Vorstellung, dass der Ausfall der Dübelwirkung die kinematische Voraussetzung für das endgültige Querkraftversagen ist. Für *Zink 2000* ist das voranschreitende Risswachstum in die Druckzone hinein eindeutig an den zur Aktivierung der Dübelwirkung erforderlichen vertikalen Versatz der Rissufer gebunden. Der durch den Ausfall der Dübelwirkung beeinflusste Rissfortschritt vermindert dabei den möglichen Querkrafttraganteil der Druckzone. Versuchsbeobachtungen von *Keller 2007* bekräftigten die zuvor beschriebenen Überlegungen. Auch hier ermöglichte die in Höhe der Bewehrungslage entstehende horizontale Rissbildung erst eine Öffnung des Schräggrisses. Mit Rissentstehung wird zusätzlich zur Einschnürung der Druckzone auch Spielraum für mögliche Lastumlagerungen geschaffen.

In eingeschränkter Analogie, tritt gemäß den zuvor beschriebenen theoretischen Grundlagen bei Verwendung ausgeprägt hinterschnittener Verbundprofile ebenfalls eine Verdübelungswirkung auf. Bei Beanspruchung des Verbunddeckenquerschnitts löst sich infolge Querkontraktion das Verbundblech vom Aufbeton. Durch die teils hinterschnittene Form des Blechs wird diesem Effekt durch die Aktivierung der sogenannten Klemmwirkung entgegengewirkt. Infolgedessen werden Druckspannungen in den Aufbeton zwischen den Tiefsicken eingeleitet und schließlich in der freien Länge zwischen den Obergurtsicken als Zugspannungen zurückgehängt (vgl. Abb. 4.7).

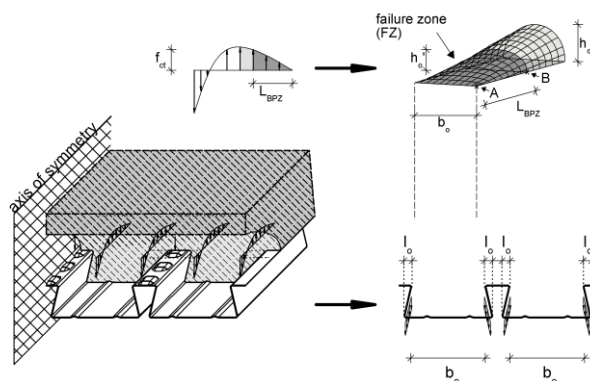


Abb. 4.7: Dübelwirkung eines hinterschnittenen Verbundblechs nach Hartmeyer 2012.

Fig. 4.7: Dowel action of composite sheets with an undercut shape according to Hartmeyer 2012.

In einem sich öffnenden Biegeriss überbrückt die aus dem Verbundblech bestehende Längsbewehrung die Rissufer und wirkt wie eine Stabstahlbewehrung den auftretenden Scherbeanspruchungen entgegen. Erst mit Überschreiten der gegenüber Stabstahl erheblich höheren Eigentragfähigkeit und Steifigkeit des Verbundblechs werden vertikale Versetzungen der Rissufer möglich. Bis dahin kann sich ein möglicher Schrägriss nicht ausbilden. Die geometrischen Eigenschaften des Verbundprofils beeinflussen dabei die auftretende Versagensart. Neben Betonversagen durch ein Überschreiten der Betonzugfestigkeit kann ein lokales Stabilitätsversagen durch Stegbeulen im Verbundblech zum Ausfall der Dübelwirkung führen.

Näheres zu den hierzu durchgeführten Untersuchungen und der Modellentwicklung werden in Kap. 5 dargelegt. Ein Vergleich zur Identifizierung der Übertragbarkeit bestehender Modelle auf das Tragverhalten von Verbunddecken wurde ebenfalls durchgeführt und in Kap. 5.4.1 erläutert.

4.4 Maßstabeffekt und Tragwirkung im Riss

Bis zu einer gewissen Rissöffnung können in verschiedener Form über den Riss hinweg Spannungen übertragen werden. Die Möglichkeit zur Übertragung durch die Verdübelungswirkung wurde in Kap. 4.3 näher erläutert. Eine andere Form der Spannungsübertragung findet im Bereich der Risspitze statt, der sogenannten Bruchprozesszone BPZ, in der sich makroskopische Sammelrisse zu einem Einzerriss verbinden. Die Rissbreiten sind in der Bruchprozesszone so klein, dass Zugtragwirkungen zu berücksichtigen sind. Ein Einfluss der Zugtragwirkungen in der Risspitze wurde in Tragfähigkeitsuntersuchungen an Stahlbetonbalken bereits häufig festgestellt. Die Untersuchungen zeigten eine Abhängigkeit von der verwendeten Bauteilgröße. Bei zunehmenden Bauteilhöhen, sonst ähnlichen Abmessungen sowie vergleichbaren Materialeigenschaften und gleich gewählter Belastungsgeschichte wurde eine Abnahme der erreichbaren Tragfähigkeit festgestellt. Unter Annahme eines linear elastischen Werkstoffverhaltens müsste sich jedoch bei proportionalem Anstieg des Versuchsmaßstabes die Tragfähigkeit mit dem gleichen Proportionalitätsfaktor

verändern. Daher spricht man vom sogenannten Maßstabseffekt, welcher die Abnahme der Querkrafttragfähigkeit mit zunehmender Balkenhöhe beschreibt. Dieser Effekt wird mit dem unterproportionalen Anstieg der Größe der Rissprozesszone zur Balkenhöhe erklärt. Die Rissprozesszone ist rein durch die Materialeigenschaften der Werkstoffe bestimmt und weist eine Länge von $0.3 - 0.5 \cdot l_{ch}$ auf, welche sich entsprechend den Erläuterungen in Kap. 2.3.2 nach *Hillerborg 1983* berechnet. Bei Verwendung von Leichtbeton führen das spröde Entfestigungsverhalten, größere Rissbreiten bei kleineren lokalen Rauigkeiten und der geringe Elastizitätsmodul des Betons zu einer kleineren Rissprozesszone und damit zu einem kleineren Wert an übertragbaren Spannungen. In Bezug zur Bauteilbreite konnte kein signifikanter Effekt festgestellt werden. In der empirischen Gleichung zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit nicht schubbewehrter Balken nach *DIN EN 1992-1-1 2011* (vgl. Kap. 3.6) wird der Maßstabseffekt mit dem Faktor k berücksichtigt.

NWAC / LWAC (4.1)

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_p}} \leq 2,0 [-]$$

Entsprechend der Gl. (4.1) ergibt sich ein Einfluss des Maßstabseffekts erst für Bauteile mit einer Nutzhöhe $d_p > 200$ mm. Für kleinere statische Höhen sind nur wenige Versuche dokumentiert. Der Bereich üblicher Plattendicken liegt in der Stahlverbunddeckenbauweise zwischen 100 mm und 200 mm. Unter Berücksichtigung der Forschungsergebnisse von *König et al. 1999*, *Reineck 1999* und *Dehn 2002* kann für gängige Deckenhöhen bei der Stahlverbunddecke auf die Abbildung eines maßstabsabhängigen Einflusses verzichtet werden. Dennoch oder gerade wegen dieser Feststellung ist der besonders bei niedrigen Bauteilen relevante Anteil der Zugtragwirkung im Riss zu erfassen, was unter anderem durch die Arbeit von *Reineck 1999* bei der Entwicklung des Zahnmodells bestätigt wird. So hat Leichtbeton aufgrund der geringen Kornsteifigkeit des Zuschlags eine stark verminderte Oberflächenrauigkeit im Riss. Zusätzlich resultieren aus der geringeren Verbundsteifigkeit größere Rissbreiten, so dass der Traganteil der Zugtragwirkung im Riss mit Rissfortschritt schnell abklingt.

Der in die Bemessungsgleichung Gl. (3.5) eingefügte Vorfaktor η_1 (vgl. Gl. (2.19)) zur Berücksichtigung sinkender Betonrohddichten kann diese Effekte ohne zugehörige Kalibrierung nicht erfassen. Unter den genannten Aspekten erscheint es daher sinnvoll, die bruchmechanischen Kenngrößen innerhalb eines Bemessungsmodells direkt aufzunehmen und damit die Reibungskapazitäten sowie die daraus resultierenden Traganteile aus Rissverzahnung in wirklichkeitsnaher Form und bezogen auf die verwendete Betonart zu berücksichtigen. Möglichkeiten hierzu wurden in Kap. 2.3.2 diskutiert. Diese Ansätze beschränken sich auf die Beurteilung der übertragbaren Spannungen in der Risspitze. Dort wird aufgrund lokaler Spannungsspitzen auch für Leichtbeton trotz geringer Rauigkeiten eine erhebliche Spannungsübertragung möglich (vgl. *Dehn 2002*).

Weiterhin können Versuchsergebnisse z. B. nach *Walraven and Reinhardt 1981*, *Daschner und Kupfer 1982* oder *Nissen 1987* herangezogen werden. Dabei handelt es sich um experimentelle Arbeiten, aus denen theoretische Lösungsansätze abgeleitet wurden, welche es ermöglichen, über inkrementelle Teilstücke eines vorgege-

benen Rissverlaufs hinweg Spannungen parallel und senkrecht zur Rissoberfläche aufzuintegrieren. Bei vorgegebenem vertikalem Versatz der Rissufer ergibt sich so die über den Riss hinweg übertragbare vertikale Tragkomponente aus Rissverzahnung. Durch die Vorgabe einer Funktion zur Beschreibung des Rissverlaufs und die geometrische Beziehung zwischen dem vertikalem Versatz und der Rissbreite sind diese Theorien unabhängig vom Kenntnisstand der Verbundwirkung der Bewehrung anwendbar, benötigen jedoch genaue und auch statistisch abgesicherte Informationen über die Rissentwicklung im Versuchskörper (vgl. Kap. 8.5).

4.5 a/d - Verhältnis als Maß der Schubschlankheit

Ein mögliches Längsschubversagen, wie es die Verbundbautheorien beschreiben, wird in den Massivbauregeln nicht behandelt. Mit dem Verhältnis von a/d , d. h. der Differenz zwischen dem Abstand vom Auflager zur Lasteinleitung a und der statischen Höhe d , hat die sogenannte Schubschlankheit Einfluss auf die Art des Lastabtrags im Querschnitt. Das Schubtal kennzeichnet in Abhängigkeit der Schlankheit a/d und des Längsbewehrungsgrades ρ_{sL} den Bereich, in dem ein Querschnitt durch seine Schubtragfähigkeit bestimmt wird. Das von *Kani 1966* aufgestellte Diagramm zur Visualisierung des Schubtals (vgl. Abb. 4.8) zeigt die Interaktion zwischen Biege- und Querkraftbeanspruchbarkeit von Stahlbetonquerschnitten unter einer Einzellast. Für Systeme mit Gleichstreckenlast wird von *Kani 1966* ein zur Schubschlankheit äquivalenter Wert von $L / (4 \cdot d)$ festgelegt.

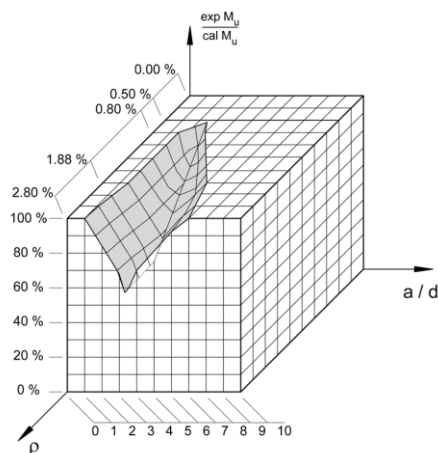


Abb. 4.8: Schubtal in Anlehnung an *Kani 1966*.

Fig. 4.8: Shear valley according to *Kani 1966*.

Bei Schlankheitsgraden $a/d < 2.5$ können sich Lastanteile direkt auf das Auflager abstützen. Zwischen der Lasteinleitungsstelle und dem Auflager bildet sich dabei ein Sprengwerk aus. Kreuzen Schrägrisse die Druckstrebe, wird das Ausbilden eines Sprengwerks jedoch nicht möglich. Die Folge ist ein schlagartiges Versagen, welches meist bei gedrungenen Querschnitten mit randnahen Einzellasten zu beobachten ist. Bei Schlankheiten $a/d > 6.0$ kann sich hingegen infolge der sehr flachen Betondruckstrebe ein Bogen-Zugband-System einstellen. Bei diesen großen Schubschlankheiten tritt dabei maßgeblich ein Biegeversagen auf. Demzufolge liegt der kritische Ver-

sagensbereich von Stahlbetonbalken infolge Querbelastung in einem Bereich von $2.5 < a/d \leq 6.0$. Hier können die sich aus Biegerissen entwickelnden Schrägrisse das Versagen des Bauteils einleiten. Zusätzlich zeigten Untersuchungen mit veränderlichen Bewehrungsgraden und identischen Schubslankheiten eine Abhängigkeit der Versagensart von den Verbundeigenschaften zwischen Bewehrung und Beton sowie von der Bewehrungsmenge. Eine Zusammenstellung der Versuchsergebnisse zum Thema liefert *Fischer 1997*.

Grundsätzlich wird bei diesen Zusammenhängen im Massivbau eine vollständig verankerte Zugbewehrung angenommen. Dadurch wird das Maß der Schubslankheit a/d zu einer rein geometrischen Größe, welche unabhängig von ihrer möglichen Wirkung auf den Lastabtrag von der Bewehrung und deren Verankerungsgrad völlig entkoppelt betrachtet werden kann. Eine Grundverankerungslänge, wie sie für die Stabstahlbewehrung in Massivbauteilen definiert ist, kann für die Verbunddecken nicht wirtschaftlich formuliert bzw. bautechnisch nicht umgesetzt werden. Bei einem Verbunddeckenquerschnitt ist damit der Verankerungsgrad der Zugbewehrung indirekt an die Grenze der kritischen Schubslankheit gekoppelt, da die als Bewehrung fungierende Profiltafel erst über die vorhandene Schublänge verankert wird. Die hierbei zu beachtende Teilverbundtheorie wurde in Kap. 3.5 im Zusammenhang mit der Längsschubtragfähigkeit erläutert. Der Abstand a zwischen Lasteinleitung und dem Auflager bestimmt beim Fehlen von Endverankerungsmaßnahmen die Schublänge L_s und somit maßgeblich den Verankerungsgrad des Blechs in Abhängigkeit von dessen Verbundeigenschaften. Das Querkraftversagen ist für Verbunddecken zwischen dem Längsschubversagen und dem Biegeversagen bei mittleren Schubslankheiten anzusiedeln. Es liegt dabei stets eine unzureichende Verdübelung vor. Mit der nach der Teilverbundtheorie zu bestimmenden Verbundlänge L_{sf} wird erst die maximale Tragfähigkeit der Verbunddecke möglich, so dass das von *Kani 1966* in Form des Schubtals aufgestellte Momenten-Querkraft-Verhältnis unter Berücksichtigung der erläuterten Abhängigkeiten nicht auf das System der Verbunddecke übertragen werden kann. Wie in *Jungbluth 1986* bereits geschildert wurde, kann ohne eine gezielte Analyse von Versuchen unterschiedlicher Slankheit keine Aussage über Form und Verlauf des Schubtals für Verbunddecken getroffen werden. Durch Variation der Schublänge verändert sich auch direkt der Verankerungsgrad des Verbundblechs, wodurch die Komplexität der notwendigen Untersuchungen weiter steigt.

4.6 Druckzonentraganteil

Die Tragfähigkeit der ungerissenen Druckzone ist ein Hauptbestandteil der Querkrafttragwirkung in Platten und Balken. Beim Querkraftabtrag muss die Belastung lokal durch die geneigte Druckstrebe im Querschnitt abgetragen werden, d.h. infolge einer örtlich begrenzten Veränderung der inneren Hebelarme von Druck- und Zugkraft, bedingt durch den lokalen Ausfall der Verbundwirkung im Riss. *Zink 2000* stellte hierzu die notwendigen theoretischen Überlegungen auf und entwickelte daraus ein anschauliches Tragmodell zur Ermittlung des Lastabtrags in der ungerissenen Druckzone im kritischen Zustand. In Abb. 4.9 wird das Tragmodell nach *Zink 2000* dargestellt.

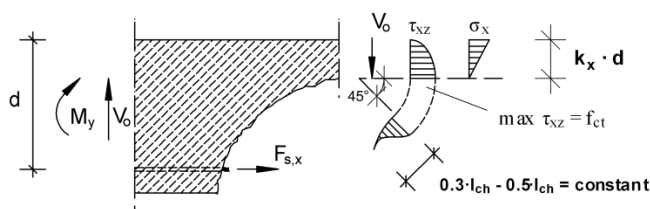


Abb. 4.9: Nach Zink 2000 angenommene Spannungsverteilung im gerissenen Querschnitt.

Fig. 4.9: Stress distribution in a cracked section according to Zink 2000.

Versuchsbeobachtungen bestätigten eine Schrägrissbildung bis an den unteren Rand der ungerissenen Druckzone. Am Druckrand des Querschnitts werden die Schubspannungen dabei zu Null und die Hauptzugspannungen in der Risswurzel erreichen ihren Grenzwert in Höhe der Betonzugfestigkeit f_{ct} / f_{lct} . Mit einem entsprechend der Dübelformel angenommenen parabolförmigen Verlauf ergibt sich die Vollständigkeit der Schubspannungsverteilung zu $2/3$. Die Normalspannungen werden in Höhe der Nulllinienlage ebenfalls zu Null. Mit diesen theoretischen Annahmen tritt nach Zink 2000 das versagenseinleitende instabile Risswachstum ein, wenn die Rissneigung einen Winkel von 45° unterschreitet. Damit ergibt sich die Lösung der Integration der Schubspannungen über die Druckzone entsprechend der in Gl. (4.2) dargestellten Formel.

NWAC / LWAC

(4.2)

$$V_0 = \int_0^{k_x d b_w} \int_0 \tau_{xz}(z) \cdot dy \cdot dz = \frac{2}{3} \cdot b_w \cdot k_x \cdot d \cdot f_{ct}$$

Die Tragwirkung der ungerissenen Druckzone wird dabei maßgeblich von der Druckzonenhöhe $k_x \cdot d$ bestimmt. Diese lässt sich nur bei bekannter Nulllinienlage der Spannungsverteilung ermitteln. In der Regel wird die Höhenlage der Spannungsnulllinie über das Gleichgewicht der inneren Kräfte bestimmt. Der Ansatz beruht dabei auf dem Hook'schen Gesetz. Im maßgebenden Schnitt gilt die Verträglichkeitsbedingung des horizontalen Gleichgewichts in Form von $N_{pe} = N_{cf}$.

Wie durch DIN EN 1992-1-1 2011 festgelegt wurde, ist der Querkraftnachweis im Abstand d neben dem Auflager zu führen. Im Umkehrschluss darf zur Auswertung des Versuchs unter Querkraft nur die im Schnitt d neben dem Riss verankerte Zugkraft $N_{pe} = A_{pe} \cdot f_{yp}$ angesetzt werden. Dabei ist d die statische Nutzhöhe des Bauteils. Im Stahlbetonbau wird allgemein vorausgesetzt, dass die verlegte Zugsbewehrung voll verankert wird. Dies ist durch den Bemessungswert der Verankerungslänge l_{bd} gewährleistet, welcher die Länge der Bewehrung darstellt die bis hinter das Auflager hinausgeführt werden muss. Die Länge wird so bestimmt, dass die Kraft in der Bewehrung über die Verbundwirkung verankert werden kann. Der notwendige Bewehrungsquerschnitt ergibt sich dabei aus dem Kräftegleichgewicht bei Annahme eines starren Verbundes und der maximal aufnehmbaren Betondruckkraft N_{cf} . Die verankerte Zugkraft N_{pe} ist damit bekannt und die Druckzonenhöhe $k_x \cdot d$ lässt sich näher-

rungsweise aus dem Gleichgewicht nach Abb. 4.10 bestimmen. Für reine Biegung ergibt sich die Nulllinienlage mittels Umformen der Gl. (4.3) zu Gl. (4.4).

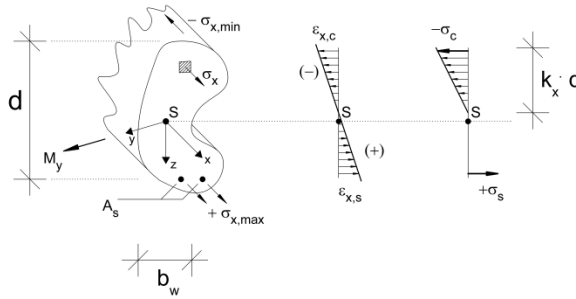


Abb. 4.10: Höhe der Druckzone $k_x \cdot d$ bei elastischer Druckspannungsverteilung.

Fig. 4.10: Height of the uncracked compression zone $k_x \cdot d$ with elastic strain distribution.

NWAC / LWAC

(4.3)

$$k_x \cdot d = \frac{-\varepsilon_{x,c}}{\varepsilon_{x,s} - \varepsilon_{x,c}} \cdot d = \frac{1}{1 + \frac{\varepsilon_{x,s}}{\varepsilon_{x,c}}} \cdot d$$

(4.4)

$$k_x \cdot d = \frac{2}{1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\rho_{sL} \cdot n}}} \cdot d = \left(\sqrt{(\rho_{sL} \cdot n)^2 + 2 \cdot \rho_{sL} \cdot n} - \rho_{sL} \cdot n \right) \cdot d$$

Dies ist ein anerkannter Berechnungsansatz, wie er in Forschungsarbeiten wie *Ha 2004* oder *Muttoni and Ruiz 2008* überprüft und zur Ermittlung der Nulllinienlage herangezogen worden ist. Auch in Literaturquellen wie *Fenwick and Paulay 1968*, *Reineck 1990*, oder *Dehn 2002* fand die Berechnungsmethode bereits ihre Anwendung. Ausgehend von der Herleitung handelt es sich bei der Gl. (4.4) um einen vereinfachten mechanischen Ansatz.

Reineck 1990 leitete zur Kontrolle und unter Berücksichtigung von Effekten aus Biegung und Querkraft die exakte Bestimmungsgleichung der Nulllinienlage her. Anhand von Versuchsergebnissen unterschiedlicher Stahlbetonbalken berechnete er die Abweichung für die Druckzonenhöhe zwischen dem Ansatz reiner Biegung und der genauen Lösung infolge Kombination aus Biegung mit Querkraft zu circa 3 %. Er stellte damit fest, dass die Auswirkungen infolge Mitwirken des Betons zwischen den Rissen und der Einfluss der Querkraft lediglich von geringer Größe und damit vernachlässigbar sind. Entsprechend dieser Forschungsergebnisse lässt sich die Größe der vorhandene Druckzone mit der in Gl. (4.4) angegebenen Näherungslösung unter Annahme reiner Biegung und starrem Verbund mit ausreichender Genauigkeit ermitteln. Im gerissenen Zustand ist damit die Druckzonenhöhe rein von der relativen Steifigkeit der Bewehrung $\rho_{sL} \cdot n$ abhängig. Hierbei ist ρ_{sL} der Längsbewehrungsgrad und n entspricht dem Steifigkeitsverhältnis entsprechend der Division des Elastizitätsmoduls von Stahl E_p zu dem des Betons E_c .

Da Verbunddecken meist nicht vollverankert sind, ist der Ansatz zur Bestimmung der Druckzonenhöhe unter Annahme einer linearen Dehnungsebene infolge eines starren Verbundes nach Gl. (4.4) nicht korrekt. Bei der Übertragung des Ansatzes auf die Stahlverbunddecke sind die in Kap. 3.5 und Kap. 4.5 beschriebenen Zusammenhänge zwischen der Teilverbundtheorie und dem Grad der verankerten Bewehrung zu berücksichtigen.

4.7 Eigentragfähigkeit des Verbundblechs

Die Tragwirkung der Längsbewehrung wurde in den bisherigen Querkraftmodellen für schlanke Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung vernachlässigt. Dies ist unter Berücksichtigung des geringen Flächenanteils und der sehr geringen Steifigkeit der Rundstahlbewehrung bei geringen Bewehrungsmengen und –durchmessern vertretbar. Steigen die Bewehrungsmengen an, oder werden große Bewehrungsdurchmesser verwendet, so sind im Stahlbetonbalken Einflüsse auf das Querkrafttragverhalten zu erwarten. Demgegenüber profitieren Verbunddeckensysteme von einer hohen Eigensteifigkeit des Profilblechs, welche eine Begehbarkeit, den Wegfall der unteren Schalung und in Kombination mit großen Steghöhen große freie Spannweiten ermöglicht. Dies resultiert für das Profilblech in hohen Tragfähigkeiten unter Querbelastung, welche anteilmäßig im Gesamtragverhalten nicht vernachlässigbar sind.

Für bauaufsichtlich zugelassene Verbundblechtypen sind die Blechtragfähigkeiten in Beanspruchungstabellen durch die Blechhersteller gegeben. Die Werte sind versuchstechnisch nach *DIN 18807-2 1987* bzw. der aktuellen *DIN EN 1993-1-3 2010* bestimmt. Die Tragfähigkeitsgrenzen von Neuentwicklungen können entsprechend den gegebenen Regelungen im Zuge ihres Zulassungsverfahrens beim DiBt ermittelt werden. Aufgrund der vom Hersteller einzuhaltenden Formtoleranzen und durch die Qualitätssicherung der Hersteller kann auch für die Zukunft von gesicherten Erkenntnissen ausgegangen werden.

Im Tragverhalten der Verbunddecke ist eine direkte additive Wirkung der Eigentragfähigkeit des Verbundblechs und der Betontraganteile zu erwarten. Dabei gilt es zu überprüfen ob ein vertikaler Versatz der Rissufer kinematische Voraussetzung zur Schrägrissbildung (vgl. Kap. 4.3) ist. Damit würden sich die theoretischen Annahmen zum Schubtragverhalten von unbewehrten Stahlbetonbalken auch für Verbunddecken bestätigen. Im abgeschlossenen Zustand II wirkt die Blechtragfähigkeit gemeinsam mit der Tragfähigkeit der ungerissenen Druckzone. Anteile aus der Rissverzahnung können die Gesamtragfähigkeit letztlich zusätzlich vergrößern.

5 Untersuchungen zur Verdübelungswirkung hinterschnittener Verbundprofile

5.1 Allgemein

Die Verdübelungswirkung kann bei Verbunddecken als Einflussfaktor der Querkrafttragfähigkeit angesehen werden. Analog zur theoretischen Modellvorstellung der Dübelwirkung bei Stahlbetonbalken (siehe Kap. 4.3) werden bei Verbundprofilen mit ausgeprägt hinterschnittener Geometrie über den Hinterschnitt Zugspannungen in den Betonquerschnitt der Decke eingeleitet.

Erläuterungen zu den Modellvorstellungen für die Dübelwirkung bei Stahlbetonbalken liefern die Untersuchungen von *Krefeld und Thurston 1962*. Ergänzend ist die Arbeit von *Baumann und Rüschi 1970* zu nennen. Abweichungen im Dübelversagen von Verbunddecken sind aufgrund der deutlich höheren Eigensteifigkeit der verwendeten Bleche sowie in der gänzlich anderen Verbundwirkung der Verbundprofile zu erwarten.

Mit Hilfe spezieller Versuchskörper wurden die Verdübelungseffekte hinterschnittener Verbundbleche untersucht. Die Versuchsergebnisse halfen die Bedeutung der Verdübelungswirkung im Gesamttragverhalten der Verbunddecke einzuordnen. Die mangelhafte Korrelation zwischen den bestehenden empirischen Modellen für Stahlbetonbalken und dem zu beobachtenden Versagensmodus bei Verbunddecken erforderte die Entwicklung eines eigenen Modellansatzes. Dieser bietet variable Anpassungsmöglichkeiten des Modells an die verschiedenen Produkte der Verbundprofilhersteller und berücksichtigt die Unterschiede im Materialverhalten von Normal- und Leichtbeton. Die Untersuchungen zur Verdübelungswirkung hinterschnittener Verbundprofile werden im Folgenden dargestellt.

5.2 Versuchsbeschreibung

Um den Effekt der Dübelwirkung bei hinterschnittenen Verbundblechgeometrien gezielt untersuchen zu können, wurden die bereits für Stahlbetonbalken bestehenden Versuchskonzepte aufgegriffen. Als Basis wurde der von *Krefeld und Thurston 1962* entwickelte Versuchskörper verwendet. Die zu diesem Thema veröffentlichten Forschungsarbeiten von *Baumann und Rüschi 1970* sowie *Dehn 2002* wurden bei der Anpassung an die bei Stahlverbunddecken vorliegenden Besonderheiten ebenfalls berücksichtigt. Das Versuchskonzept wurde soweit angepasst, dass die auf den Versuchskörper aufgebrachte Kraft allein durch das Verbundblech übertragen wurde. Einflussnehmende Faktoren wie die Betonart, die Blechdicke oder die Geometrie des Verbundprofils wurden durch geeignete Variationen erfasst. Im Gegensatz zu einem Stahlbetonbalken, bei dem die beeinflussenden Größen wie der Bewehrungsdurchmesser, der Abstand zwischen den einzelnen Bewehrungsstäben, die Betonüberdeckung und die Anzahl der Bewehrungslagen variabel sind, sind diese bei Stahlverbunddecken durch die Profilform festgelegt und entsprechend dem verwendeten Verbundblechtyp konstant. Die zu variierenden Parameter beschränken sich daher auf die Betoneigenschaften, Deckenhöhe sowie die Blechdicke. Einflüsse infolge sich

ändernder Verbundblechgeometrien können anhand grundsätzlicher Überlegungen abgeschätzt werden.

Stellvertretend für die hinterschnittene Verbundprofilform wurden die Versuchskörper mit einem SuperHolorib 51 Verbundprofil gefertigt, ein kaltgeformtes Verbundblech mit schwalbenschwanzartigen Hochsicken und profiliertem Obergurt aus S350GD+Z. Das Profil wurde in Tab. 3.1 explizit beschrieben. Ein durchgeschweißter Kopfbolzendübel (KBD) und zwei Blechverformungsanker (BVA) sorgten als Endverankerungsmaßnahme für eine vollständige Verankerung des Verbundprofils hinter dem Auflager. Die nominale Blechdicke t_{nom} des Verbundprofils wurde zwischen 0.75 mm und 1.00 mm variiert. Neben einem Normalbeton der Klasse C20/25 wurde ein Leichtbeton mit angestrebter Festigkeitsklasse LC20/22 getestet. Der verwendete Leichtbeton ließ sich in die Rohdichteklasse D1.4 nach *DIN EN 1992-1-1 2011* einordnen.

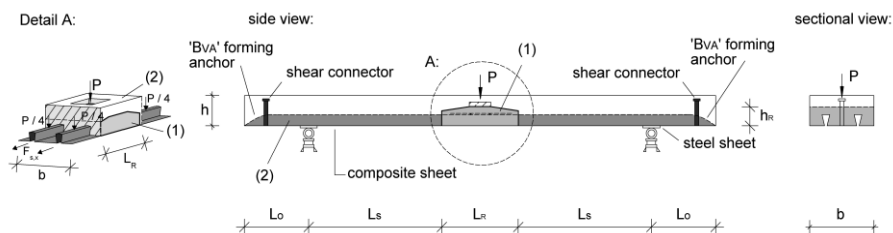


Abb. 5.1: Versuchskörper zur Untersuchung des Verdübelungseffektes hinterschnittener Verbundprofile.

Fig. 5.1: Specimen to investigate the dowel action of composite sheets with undercut.

Der spezielle Aufbau des Versuchskörpers erforderte dessen Herstellung in zwei aufeinanderfolgenden Betonageschritten. Um das direkte Mitwirken der Druckzone am Querkraftabtrag zu verhindern, sollte die im Versuch aufgebrachte Prüflast primär über die Längsbewehrung übertragen werden. Dies erforderte die Herstellung eines trapezförmigen Betonblocks, in Abb. 5.1 in hellgrau dargestellt und mit (1) beziffert, über den durch eine Aussparung die aufgebrachte Last ins Blech eingeleitet wurde. Im Folgenden wird dieser Teil des Prüfkörpers als Mittelblock bezeichnet. Um ein vorzeitiges Versagen zu verhindern, wurde für den Mittelblock ein höherfester Beton verwendet und zusätzlich darin eine konstruktive Längsbewehrung in Höhe des Obergurtes des Verbundprofils eingelegt. Die Abmessungen des Mittelblocks und dessen abgeschrägte Form waren einem bei Verbunddeckenversuchen zu beobachtenden Biegeschubrissverlauf in Lage und Form nachempfunden. Die Arbeitsfuge wurde vor dem zweiten Betonageabschnitt doppelt mit Teflonfolie verkleidet, was in Kombination mit der geeigneten Geometrie das Übertragen von Kräften über die Kontaktfuge ausschloss. Abschließend wurden im zweiten Arbeitsgang die noch vorhandenen Freiräume der Schalung mit Beton aufgefüllt (siehe Abb. 5.2).



Abb. 5.2: Schalungsvorbereitungen nach bereits hergestelltem Mittelblock.

Fig. 5.2: Formwork preparations for already manufactured midblock.

Tab. 5.1 enthält neben der Versuchsbezeichnung die in Anlehnung an *DIN 1048-2 1991* ermittelten mittleren Festbetoneigenschaften sowie die ausgeführten Prüfkörperabmessungen. Die verwendeten Abkürzungen werden zu Beginn der Arbeit im Kapitel Formelzeichen und Abkürzungen erläutert.

Tab. 5.1: Versuchsbezeichnungen, Abmessungen und mittlere Festbetoneigenschaften der Versuchskörper zur Untersuchung der Verdübelungswirkung bei Verbunddecken.

Table 5.1: Experimental designations, dimensions and average hardened concrete properties to investigate the doweling action in composite slabs.

0	1	2	3	4	5
1	denotation	$D_{LC} 1$ to $D_{LC} 4$	$D_{NC} 1$ to $D_{NC} 4$	$D_{NC} 5$ to $D_{NC} 8$	$D_{NC} 9$
2	type of concrete	lightweight	normal weight		
3	kind of failure	concrete failure		steel failure	
4	t_{nom} [mm]	1.00	1.00	0.75	0.75
5	b [mm]	300	300	300	~ 630
6	$L_o / L_s / L_R$ [mm]	280/640/360	280/640/360	280/640/360	280/640/360
7	h_R [mm]	110	110	110	110
8	f_{cm} / f_{lcm} [N/mm ²]	17.49	22.22	21.14	28.91
9	f_{ct} / f_{lct} [N/mm ²]	1.33	2.37	2.16	2.65
10	E_{cm} / E_{lcm} [N/mm ²]	10248	22196	21503	23611
11	ρ_{dry} [kg/m ³]	1400	[-]	[-]	[-]

Der Leichtbeton der Versuchskörper $D_{LC} 1$ bis $D_{LC} 4$ erreichte die gewünschte Festigkeitsklasse LC20/22 nicht, sondern musste einer tieferen Betonklasse LC16/18 zugeordnet werden. Die Probekörper $D_{NC} 1$ bis $D_{NC} 4$ wurden mit einem Normalbeton vergleichbarer Güte gefertigt. Die Versuchskörperabmessungen und das Stahlprofil blieben unverändert. Gegenüber den Versuchskörpern aus normalfesten Beton $D_{NC} 1$ bis $D_{NC} 4$ sollte mit der Versuchsserie $D_{NC} 5$ bis $D_{NC} 8$ die Auswirkung einer veränderten Blechdicke überprüft werden. Hierzu erfolgte die Betonage mit einem vergleich-

baren normalfesten Beton. Die Dicke des Verbundprofils wurde von 1.00 mm auf 0.75 mm reduziert. Der Versuchskörper $D_{NC} 9$ diente zur Untersuchung eines möglichen plattenartigen Tragverhaltens. Bei der Herstellung wurde die gelieferte Tafelbreite des Produktherstellers bei ca. 630 mm belassen. Das verwendete Verbundprofil hatte eine Blechdicke von 0.75 mm.

Die Probekörper wurden in einem Drei-Punkt-Biegeversuch mit konstanter Geschwindigkeit weggesteuert durch einen Hydraulikzylinder bis zum Versagen beansprucht. Zusätzlich zur Durchbiegung in Feldmitte wurden der vertikale Versatz der Rissufer sowie die Rissöffnung des maßgebenden Risses mit Hilfe von induktiven Wegaufnehmern aufgezeichnet. Am Untergurt des Stahlprofils wurden an mehreren Stellen Dehnungsmessstreifen appliziert.

5.3 Versuchsergebnisse

Die Ergebnisse der durchgeführten Versuche weisen deutlich auf den maßgebenden Einfluss der Steifigkeit des verwendeten Verbundprofils hin. Dabei ist die Steifigkeit eines Verbundprofils überproportional von dessen Dicke abhängig. Trat ein Stabilitätsversagen der Stege ein, konnte dies in Abhängigkeit von der Blechgeometrie zum maßgebenden Versagenskriterium für die durchgeführten Versuchskörper führen.

Höhere Steifigkeiten des Verbundprofils führen zu einer dem Dübelversagen bei Stahlbetonbalken vergleichbaren Versagensform, die bei Verbunddecken mit hinterschnittener Geometrie jedoch nicht durch einen horizontalen Riss entlang des Obergurtes des Profils, sondern durch einen kegelförmigen Betonbruchkörper zwischen den Obergurten gekennzeichnet ist.

Die spröden Werkstoffeigenschaften des Leichtbetons bedingten ein im Vergleich zu normalfesten Beton ausgeprägteres Riss- und Verformungsbild mit deutlich geringeren Tragfähigkeiten. Die verwendete Betonart hatte dabei jedoch keinen Einfluss auf die auftretende Versagensform. So zeigten sich an den Versuchskörpern mit Leichtbeton und einem 1.00 mm dicken SuperHolorib-Profil nach Überschreiten der Zugfestigkeit des Betons zunächst horizontale Risse. Die Risse entstanden knapp oberhalb der Profiloberkante, an der äußeren Ecke des Mittelblocks. Zeitgleich konnte das Entstehen eines Biegerisses in Feldmitte direkt unterhalb der Lasteinleitung beobachtet werden. Mit zunehmenden Verformungen vergrößerten sich die horizontalen Risse deutlich. Der Rissfortschritt des Biegerisses wurde auf Höhe der im Mittelblock eingelegten Bewehrung verhindert. Das charakteristische Rissbild eines Versuchskörpers der Serie $D_{LC} 1$ bis $D_{LC} 4$ ist in Abb. 5.3 dargestellt.

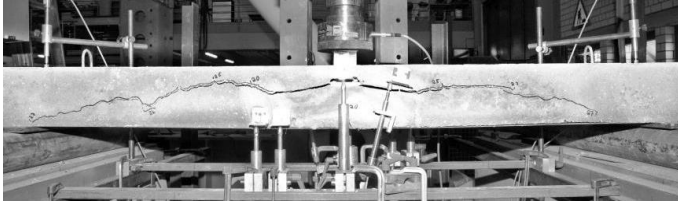


Abb. 5.3: Typisches Versagen der Dübelwirkung bei hinterschnittenen Verbundblechen der Dicke 1.00 mm mit Leichtbeton (SLWAC).

Fig. 5.3: Typical dowel failure of composite sheets with undercut and a thickness of 1.00 mm with lightweight concrete (SLWAC).

Für die Beurteilung der Versagensform war der Rissverlauf innerhalb des Prüfkörpers entscheidend. Der Ausfall der Verdübelungswirkung war durch die Entstehung eines kegelförmigen Bruchkörpers gekennzeichnet (vgl. Abb. 5.4). Der Beton versagte an der durch die Hochsicken eingeschnürten Querschnittsstelle in Höhe des Obergurtes des Verbundblechs. In sämtlichen Prüfkörpern begrenzte die schmalste Stelle b_0 zwischen den Hochsicken die Breite des Bruchkegels. Das Bruchbild und die erreichte Tragfähigkeit wiesen innerhalb der Versuchsserie nur geringe Streuungen auf.



Abb. 5.4: Aufgesägte Prüfkörper zur Darstellung des typischen kegelförmigen Bruchkörpers bei Betonversagen (SLWAC).

Fig. 5.4: Sawed specimens to illustrate the typical cone-shaped body of concrete failure (SLWAC).

Bei den Versuchskörpern mit normalfestem Beton und 1.00 mm dicken SuperHolorib-Profilblechen ähnelten Versagenshergang und Bruchbild dem zuvor beschriebenen Versagen. Die Versuchskörper der Serie D_{NC} 1 bis D_{NC} 4 erreichten jedoch deutlich höhere Tragfähigkeiten und der Rissbeginn trat entsprechend der höheren Betonzugfestigkeit des Normalbetons erst bei höheren Beanspruchungen auf. Ein typisches Rissbild wird in Abb. 5.5 und der beschriebene Betonbruchkörper in Abb. 5.6 dargestellt.

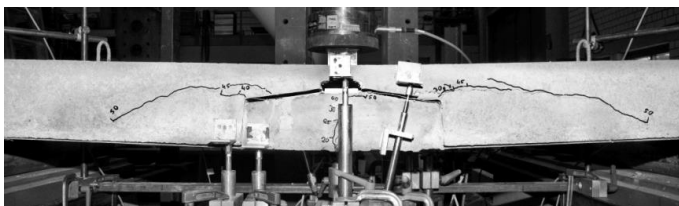


Abb. 5.5: Typisches Versagensbild der Dübelwirkung bei hinterschnittenen Verbundblechen der Dicke 1.00 mm mit Normalbeton (NWAC).

Fig. 5.5: Typical dowel failure of composite sheets with undercut and a thickness of 1.00 mm with normal weight concrete (NWAC).

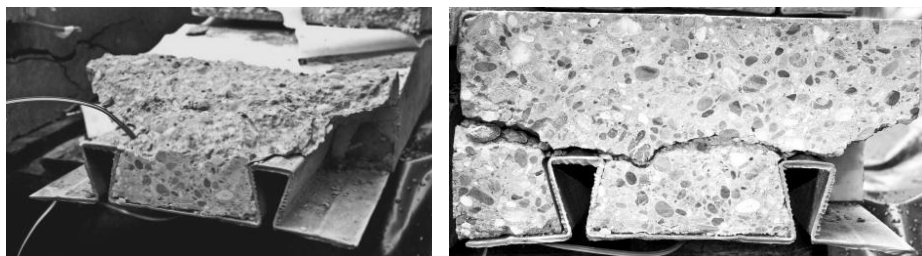


Abb. 5.6: Aufgesägte Prüfkörper zur Darstellung des typischen kegelförmigen Bruchkörpers bei Betonversagen (NWAC).

Fig. 5.6: Sawed specimens to illustrate the typical cone-shaped body of concrete failure (NWAC).

Die bei horizontalem Rissbeginn ertragbare Querkraft wurde als Versagenslast der Verdübelungswirkung festgelegt. Die Auswertung der am Untergurt gemessenen Dehnungen des Verbundprofils bestätigte dabei den Fließbeginn des Blechs. Das Öffnen des Schrägrisses ist jedoch erst mit Beginn vertikaler Versetzungen der Rissufer möglich. Dies bedingt das Überwinden der Steifigkeit des eingelegten Verbundblechs. Das Versagen wird dadurch durch eine komplexe Überlagerung der Zug- und Querkraftbeanspruchung des Blechs eingeleitet. Abb. 5.7 zeigt die Position der durchgeführten Dehnungsmessung am Profiluntergurt. Auszüge aus der Versuchsauswertung eines Versuchskörpers in Abb. 5.8 und Abb. 5.9 stellen die charakteristische Vorgehensweise bei der Auswertung dar. Der dem Zeitpunkt des Fließbeginns zuzuordnende Lastabfall bestimmt die Traglast der Dübelwirkung.

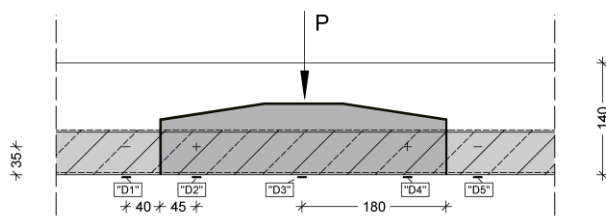


Abb. 5.7: Messtechnik zur Dehnungsmessung am Untergurt der Verbundprofils.

Fig. 5.7: Instrumentation to measure the strain at the bottom chord of the profile.

Bei allen Versuchskörpern, die mit einem 1.00 mm dicken Verbundprofil ausgeführt wurden, konnte ein ähnliches Trag-, Verformungs- und Versagensverhalten festgestellt werden. In Kombination mit Leichtbeton war ein schlagartiger Vorzeichenwechsel in den Dehnungsmessungen am Obergurt zudem deutliches Kennzeichen für das Ausbeulen der Blechstege und damit den Ausfall der Dübelwirkung.

Weitere Ausführungen zu den durchgeführten Versuchen sind in Kap. A.2 aufgeführt.

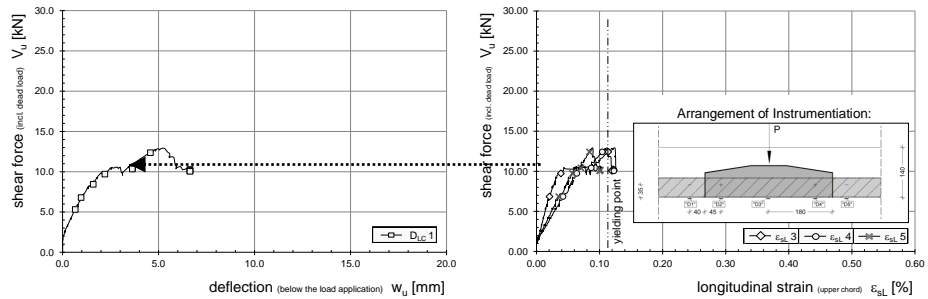


Abb. 5.8: Last-Verformungskurve und ausgewählte Dehnungsverläufe einer typischen Versuchsauswertung der Dübelversuche mit Leichtbeton.

Fig. 5.8: Typical load deformation curve and selected strain curves of an evaluated test with lightweight concrete.

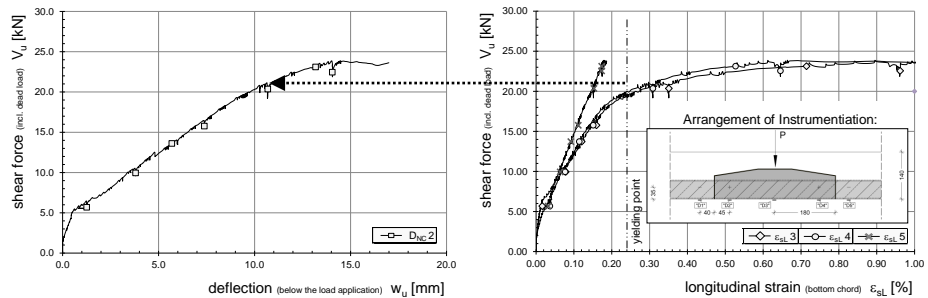


Abb. 5.9: Last-Verformungskurve und ausgewählte Dehnungsverläufe einer typischen Versuchsauswertung der Dübelversuche mit Normalbeton.

Fig. 5.9: Typical load deformation curve and selected strain curves of an evaluated test with normal weight specimen.

Nach Ausfall der Dübelwirkung konnte die Last noch deutlich gesteigert werden. Durch das lokale Stabilitätsversagen (vgl. Abb. 5.10) wird der gebeulte Obergurt des Verbundprofils deutlich gestaucht. Dies führte zu einem Druckkontakt zwischen Mittelblock und den äußeren Betonbereichen mit direktem Abstützen der Druckstreben auf den Endverankerungsmitteln (vgl. Abb. 5.11).

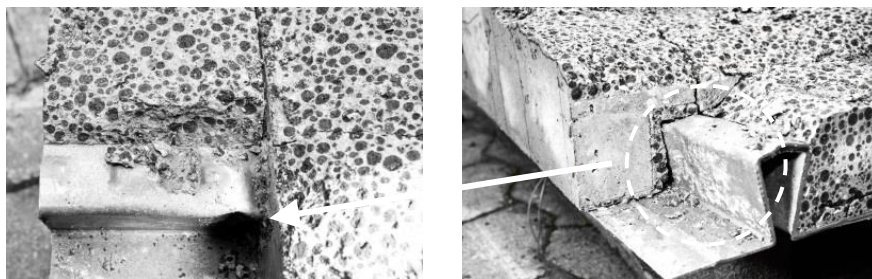


Abb. 5.10: Stabilitätsversagen des Verbundblechs an der Stelle der Lasteinleitung.

Fig. 5.10: Stability failure of the composite sheet at point of load application.

Die Versuchslast konnte dabei soweit gesteigert werden, bis die Traglast der Endverankerungsmaßnahmen erreicht wurde. Der sich einstellende Riss bei Dübelversagen wurde durch die aufgebrachte Verformung weit geöffnet. Das Tragverhalten nach Ausfall der Dübelwirkung war nicht Gegenstand der Untersuchung und kann zudem im Regelfall nicht auftreten. Der Bereich nach Dübelversagen wurde daher nicht betrachtet.

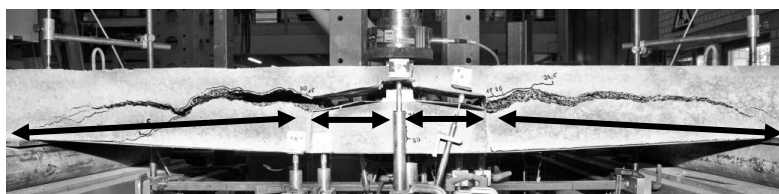


Abb. 5.11: Darstellung des Verformungszustandes am Ende der Versuchsdurchführung ohne Bezug zum Dübelversagen.

Fig. 5.11: Illustration of the deformed state at the end of the test without reference to dowel failure.

Die erreichten Traglasten der Versuchskörper aus Normal- und Leichtbeton in Kombination mit einem 1.00 mm dicken Verbundblech sind in Tab. 5.2 aufgeführt.

Tab. 5.2: Experimentell bestimmte Versagenslasten bei Ausfall der Dübelwirkung.

Table 5.2: Assignment of the specimen denotation with the experimentally determined failure loads in case of dowel failure.

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	denotation	D _{LC} 1	D _{LC} 2	D _{LC} 3	D _{LC} 4	D _{NC} 1	D _{NC} 2	D _{NC} 3	D _{NC} 4
2	shear force bearing capacity V _{u,Do} [kN]	9.0	9.6	9.3	9.2	21.7	21.4	21.0	21.6

Bei Versuchskörpern mit Normalbeton und einem Verbundblech der Dicke 0.75 mm zeigte sich bereits zu Beginn der Belastung Unterschiede in der Rissbildung und im Verformungsverhalten. Die Entstehung eines Biegerisses im Mittelblock direkt unterhalb der Lasteinleitung konnte auf einem vergleichbaren Lastniveau festgestellt werden. Zu diesem Zeitpunkt konnte jedoch in den Versuchskörpern mit einem 1.00 mm dicken Verbundprofil bereits eine erste horizontale Rissbildung in Höhe des Obergur-

tes beobachtet werden. In den Versuchskörpern $D_{NC} 5$ bis $D_{NC} 9$ entstand der horizontale Riss erst bei fortgeschrittenem Verformungszustand und direkt in Verbindung mit einem Ausbruch der seitlichen Ränder des Versuchskörpers außerhalb der inneren Tiefsicke. Zwischen den Hochsicken konnte dabei keine Rissbildung festgestellt werden (vgl. Abb. 5.12).

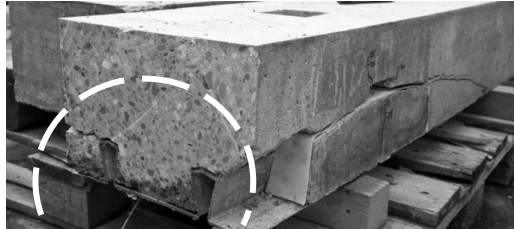


Abb. 5.12: Typisches Versagen der Dübelwirkung bei hinterschnittenen Verbundblechen der Dicke 0.75 mm mit Normalbeton (NWAC), ohne Rissbildung zwischen den Hochsicken.

Fig. 5.12: Typical dowel failure of composite sheets with undercut and a thickness of 0.75 mm with normalweight concrete (NWAC). Without crack formation between the upper chords.

Der auftretende Riss beschränkte sich auch bei steigender Beanspruchung auf die seitlichen Randbereiche. Ein kegelförmiger Bruchkörper an der eingeschnürten Stelle zwischen den Hochsicken konnte nicht festgestellt werden. In dieser Kombination wurde das Versagen durch ein plastisches Verformen des Verbundblechs mit anschließendem vertikalem Herausziehen des Blechs aus dem Hinterschnitt eingeleitet. Die deutliche Querkontraktion des Verbundblechs führte schließlich zu einem Abspalten der seitlichen Betonüberdeckungen und damit zum vollständigen Verlust der Verbundwirkung.

Mit dem Versuchskörper $D_{NC} 9$ sollte der Einfluss der Anzahl vollständig ausgebildeter Tiefsicken untersucht werden. Daher wurde dieser Versuchskörper aus einer Profiltafel von ca. 630 mm Breite gefertigt. Die beiden äußeren Hochsicken wurden nicht von Beton umfasst. Auch in diesem Versuche war die Versagensursache die Blechverformung. Mit dem Ausfall der Verbundwirkung wurde im Versuch die Traglast des Versuchskörpers erreicht. Das Fehlen der Randeinfassung der äußeren Obergurte des Blechs führte dazu, dass lediglich zwei der vier vorhandenen Tiefsicken vollständig aktiviert werden konnten. Wird ein teilweises Mitwirken der Randbereiche vernachlässigt kann von einer Proportionalität zur Anzahl der Tiefsicken ausgegangen werden.

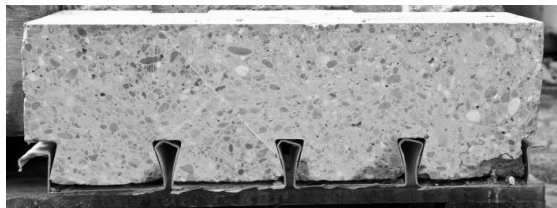


Abb. 5.13: Versagensbild des Prüfkörpers $D_{NC} 9$.

Fig. 5.13: Failure mode of the specimen $D_{NC} 9$

Die geringere Steifigkeit des 0.75 mm dicken Verbundblechs reichte in den durchgeführten Versuchen nicht aus, um ein Betonversagen einzuleiten. Die aktivierbaren Reib- und Klemmkkräfte des 1.00 mm dicken SuperHolorib-Blechs führten zu höheren lokalen Beanspruchungen an den Ecken des Obergurtes. Diese sind entscheidend für ein Betonversagen. In *Faust 2002* wurden diese Zusammenhänge bereits dargestellt. Den in Verbunddeckenversuchen festzustellende Traglastabfall nach Höchstlast begründete Faust mit dem Verlust an mechanischem Verbund, welcher durch die Profilverformungen des Obergurtes und der Stegbereiche initiiert wird. Mit Ausfall des mechanischen Verbundes muss dessen Traganteil durch den Reibverbund kompensiert werden. In den Versuchen mit 0.75 mm dicken Profilblechen sind die Profilverformungen so groß, dass eine Kompensierung durch eine erhöhte Reibwirkung nicht möglich ist.

Tab. 5.3 enthält eine Aufstellung der Ergebnisse der Normalbetonversuche mit einer Blechdicke von 0.75 mm.

Tab. 5.3: Experimentell bestimmte Versagenslasten der Versuche mit einer Blechdicke von 0.75 mm.

Table 5.3: Experimentally determined failure loads for specimens with a metal sheet thickness of 0.75 mm.

0	1	2	3	4	5	6
1	denotation	$D_{NC\ 5}$	$D_{NC\ 6}$	$D_{NC\ 7}$	$D_{NC\ 8}$	$D_{NC\ 9}$
2	shear force bearing capacity $V_{u,D0}$ [kN]	18.8	26.2	25.0	23.9	50.0

5.4 Modellentwicklung

5.4.1 Überprüfung der Anwendbarkeit eines bestehenden Modells

Zunächst soll die Anwendbarkeit bestehender theoretischer Überlegungen aus dem Stahlbetonbau untersucht werden. Hierzu wird ein empirisch kalibriertes Bemessungsmodell aus dem Massivbau zuerst angepasst und anschließend auf Korrelation mit den in den Versuchen ermittelten Versagenslasten überprüft.

Mit der Quelle *Dehn 2002* liegen umfangreiche Untersuchungen zu den Einflussgrößen auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen vor. Diese beinhalten auch eine Zusammenstellung und Überarbeitung der Modelle zur Beschreibung der Dübelwirkung in Stahlbetonbalken mit Normal- und Leichtbeton.

Die in *Dehn 2002* untersuchten Modelle zur Beschreibung der Verdübelungswirkung weisen in einer Gegenüberstellung mit Versuchsdaten verschiedener Forschungsarbeiten lediglich eine angemessene Korrelation zu den bei der Erstellung herangezogenen Versuchen auf. Daraufhin entwickelte *Dehn 2002* basierend auf dem Modell von *Baumann und Rüsch 1970* ein angepasstes Modell, wobei er die qualitative Form des Modells beibehielt. Die Kalibrierung an einer deutlich größeren Versuchsdatenbank führte er mittels Regressionsanalysen durch. Über den ermittelten Regressionsfaktor R und die Druck- sowie Zugfestigkeit des Betons erweiterte Dehn sein Modell auch für die Anwendung auf Leichtbeton. Der mögliche Einfluss der

Anzahl an Bewehrungslagen wurde bei der empirischen Ermittlung der Anpassungsfaktoren nicht berücksichtigt. Somit beschränkt sich die Anwendbarkeit des Modells, mit den Regressionsfaktoren $R_{NC} = 46$ für Normalbeton und $R_{LC} = 55$ für Leichtbeton, auf Bauteile mit einlagiger Längsbewehrung. Gl. (5.1) und Gl. (5.2) stellen die Formeln inklusive eingesetzter Regressionsfaktoren zur Bestimmung der Dübelkraft bei Normal- und Leichtbeton dar.

$$\begin{array}{ll} \text{NWAC} & (5.1) \\ V_{Dü} \approx 46 \cdot b_n \cdot f_{ct} \cdot \sqrt[3]{d_{sl}} \cdot \frac{1}{\sqrt[3]{f_c}} & \left| \right. \text{LWAC} & (5.2) \\ & V_{IDü} \approx 55 \cdot b_n \cdot f_{lct} \cdot \sqrt[3]{d_{sl}} \cdot \frac{1}{\sqrt[3]{f_{lc}}} \end{array}$$

Entsprechend den genannten Einflüssen werden innerhalb der Formeln der verlegte Stabstahldurchmesser d_{sl} in [mm] und die in dessen Abhängigkeit zu ermittelnde Nettoquerschnittsbreite b_n in [m] erfasst. Diese entspricht dabei der Bruttoquerschnittsbreite b abzüglich der Summe der über die Breite verlegten Stabstahldurchmesser $n \cdot d_s$. Zusätzlich sind die Druckfestigkeiten f_c / f_{lc} und Zugfestigkeiten f_{ct} / f_{lct} des Normal- bzw. Leichtbetons in der Einheit $[N/mm^2]$ einzusetzen.

Über die verwendeten Regressionsfaktoren werden auftretende Streuungen erfasst. Stahlversagen sowie die Eigtragfähigkeit der Bewehrung im Riss werden weiterhin vernachlässigt. Bei großen Stabstahldurchmessern und einer mehrlagigen Verlegung wird der dadurch bedingte steigende Einfluss der Bewehrung auf die Dübelkraft nicht erfasst. Die Dübelkraft $V_{Dü}$ ergibt sich in [kN].

Es war zu erwarten, dass die empirische Lösung nach *Dehn 2002* in dieser Form nicht auf Stahlverbunddecken übertragbar ist. Die durchgeführte Regressionsanalyse kann nur in Bezug auf die verwendete Datenbasis eine entsprechende Näherung liefern. Dennoch sind eine einfache Substitution der Modellgröße des Stabdurchmessers und zusätzliche Addition der Tragfähigkeit des Verbundblechs erste Möglichkeiten, das Modell für Stahlverbunddecken anzupassen. Die Tragfähigkeit des Verbundblechs unter Querlast wird addiert, um der Steifigkeit des Verbundprofils gerecht zu werden (vgl. Abb. 5.14).

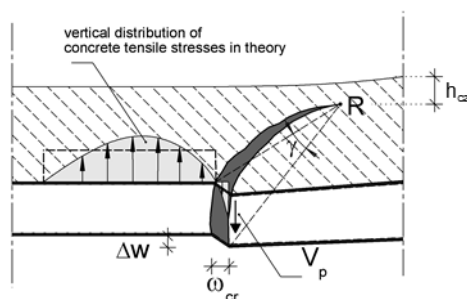


Abb. 5.14: Verformungsfigur der Längsbewehrung bei aktivierter Dübelwirkung.

Fig. 5.14: Sketch of the deformed shape of the longitudinal reinforcement at time of activated dowel effect.

Entsprechend Abb. 4.6 nimmt die Summe der Durchmesser der Längsbewehrung Einfluss auf die druckbeanspruchte und damit lasteinleitende Fläche. In Analogie kann für Verbundbleche mit Hinterschnitt ein Ersatzstabdurchmesser definiert wer-

den, indem die durch den Hinterschnitt im Druckkontakt zum Beton stehende Fläche zu einem fiktiven Stabdurchmesser aufsummiert wird (siehe Abb. 5.15). Als Ergebnis ergibt sich für eine Hochsicke ein Stab mit einem Durchmesser von 24 mm. Der beanspruchte Betonquerschnitt ergibt sich aus der Summe der eingeschnürten Querschnittsteile $\sum b_o$ zwischen den Hochsicken.

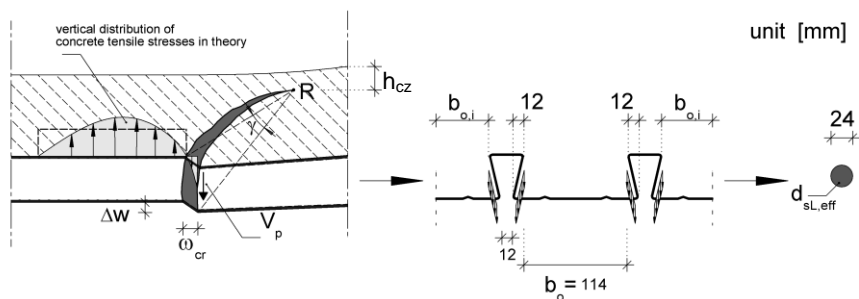


Abb. 5.15: Bestimmung des fiktiven Ersatzdurchmessers des Hinterschnitts bei Verbundblechen des Typs SuperHolorib.

Fig. 5.15: Determination of the fictive-diameter of the undercut in composite sheets labelled SuperHolorib.

Durch die vom Hersteller definierte Profilform sind je Profiltyp der Ersatzstabdurchmesser sowie die Größe der Nettobetonfläche zwischen den Hochsicken konstant. Infolgedessen ergibt sich für die Bezifferung der Traglast der Verdübelungswirkung von Verbundblechen des Typs SuperHolorib die modifizierte Näherungslösung entsprechend den Gl. (5.3) und Gl. (5.4).

<p>NWAC (5.3)</p> $ \begin{aligned} V_{Do,calc} &= V_{p,Rm} + V_{cr} \\ &= V_{p,Rm} + 46 \cdot \sum b_o \cdot f_{ct} \cdot \sqrt[3]{24} \cdot \frac{1}{\sqrt[3]{f_c}} \\ &= V_{p,Rm} + 132,7 \cdot \sum b_o \cdot f_{ct} \cdot \frac{1}{\sqrt[3]{f_c}} \end{aligned} $	<p>LWAC (5.4)</p> $ \begin{aligned} V_{Do,calc} &= V_{p,Rm} + V_{l,cr} \\ &= V_{p,Rm} + 55 \cdot \sum b_o \cdot f_{lct} \cdot \sqrt[3]{24} \cdot \frac{1}{\sqrt[3]{f_{lc}}} \\ &= V_{p,Rm} + 158,6 \cdot \sum b_o \cdot f_{lct} \cdot \frac{1}{\sqrt[3]{f_{lc}}} \end{aligned} $
--	--

Die Gegenüberstellung der berechneten Versagenslasten $V_{Do,calc}$ entsprechend der modifizierten Näherungsgleichung mit den Versuchslasten (vgl. Tab. 5.4) bestätigt die im Vorfeld bereits vermutete Ungenauigkeit in der Beschreibung der Dübelwirkung von Verbundblechen. Ein Vergleich mit den Ergebnissen der Versuchsserie mit Blechen der Dicke 0.75 mm wurde nicht aufgeführt, da hier kein Betonversagen beobachtet werden konnte. Das Modell eignet sich nicht, um das in den Versuchen zu beobachtende Betonversagen zu beschreiben. Die Tragfähigkeit wird deutlich überschätzt (vgl. Zeile 10, Tab. 5.4).

Tab. 5.4: Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse mit der modifizierten Kalkulation in Anlehnung an *Dehn 2002*.

Table 5.4: Comparison of test results with the modified calculation on the base of *Dehn 2002*.

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	denotation		D _{LC} 1	D _{LC} 2	D _{LC} 3	D _{LC} 4	D _{NC} 1	D _{NC} 2	D _{NC} 3	D _{NC} 4
2	shear force bearing capacity [kN]	V _u	9.0	9.6	9.3	9.2	21.7	21.4	21.0	21.6
3	cyl. compressive strength [N/mm ²]	f _{ck} / f _{lck}	17.5				22.2			
4	tensile strength [N/mm ²]	f _{ct}	1.3				2.4			
5	effective width of the specimen [mm]	Σb _o = b _{n,eff}	228							
6	calibration factor [-]	R	55				46			
7	shear capacity of steel sheet [kN]	V _{p,Rm}	5.8							
8	shear capacity of concrete [kN]	V _{cr}	18.5				25.5			
9	capacity [kN]	V _{do,calc}	24.3				31.3			
10	deviance [-]	V _{do,calc} / V _u	2.70	2.56	2.63	2.63	1.45	1.47	1.49	1.45

5.4.2 Modell zur Berechnung der Verdübelungswirkung bei Betonversagen

Eine empirische Anpassung des Modells von *Dehn 2002* ist aufgrund des festgestellten Versagenszustandes nicht sinnvoll. Das zwischen den Hochsicken beobachtete Betonbruchbild lässt den Schluss zu, dass die Interaktion aus mechanischem Verbund und Reibverbund zu Biegeeffekten im Bereich der Hochsicken führt. Die bei einer Querkontraktion des Blechs aktivierten Klemmkkräfte führen dabei zu Zugspannungen in Höhe des Obergurtes, welche sich mit den eingeleiteten Zugspannungen durch die vertikale Verformung im Blech überlagern (vgl. Abb. 5.16).

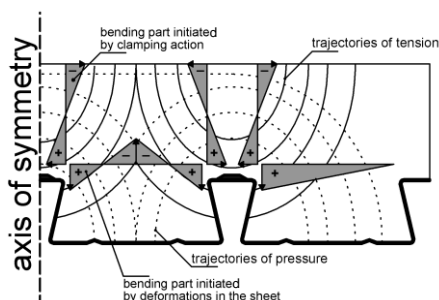


Abb. 5.16: Darstellung der zum Ausfall der Dübelwirkung führenden Spannungsverläufe im Bereich des Obergurtes.

Fig. 5.16: Stress state leading to dowel failure in the area of the upper chord.

Mit Erreichen der Zugfestigkeit des Betons verläuft der Riss, ausgehend von den Ecken der Hochsicken, senkrecht zu den Zugtrajektorien. Die durch den Reibverbund

eingetragenen Biegeeffekte nehmen ebenso wie die durch den Hinterschnitt zurückgehangenen Zugspannungen mit zunehmendem Abstand zu den Ecken der Hochsicken ab. Dadurch erfährt der den Ausfall der Dübelwirkung charakterisierende Riss zwischen den Hochsicken seine bogenförmige Form. Daher erscheint es dem wirklichen Tragverhalten eher zu entsprechen, wenn der Ausfall der Dübelwirkung entsprechend des Nachbruchverhaltens von Normal- und Leichtbeton unter Zugbeanspruchung beschrieben wird (vgl. *Hartmeyer 2012*). Das Verbundverhalten des Blechs ist durch eine hinreichend genaue Beschreibung der aktivierten Bruchfläche zu berücksichtigen. Für das Modell wurde die in Kap. 2.3.2 erläuterte Theorie zur Bruchmechanik zur Beschreibung eines möglichen Betonversagens verwendet.

Der bei Ausfall der Verdübelungswirkung beobachtete Betonbruchkörper wurde vereinfacht als halber elliptischer Kegel mit linienförmiger Spitze angenommen, dessen Scheitelhöhe von der Versuchskörperhöhe abhängig ist. Die Oberfläche bestimmt die Größe der auf Zug aktivierten Betonfläche. Zunächst ist es daher erforderlich, die geometrische Form des Kegels mathematisch zu bestimmen. In Abb. 5.17 ist die idealisierte Form des Bruchkörpers inklusive seiner Lokalisierung dargestellt.

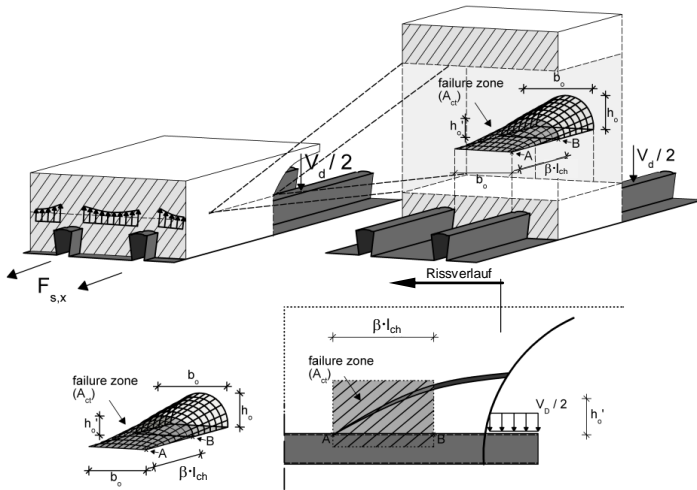


Abb. 5.17: Idealisierte Form des Betonbruchbildes, inklusive dessen Lokalisierung am Übergang zum maßgebenden Biegeschubriss.

Fig. 5.17: Idealized shape of concrete failure, including its location next to the relevant bending shear crack.

Die Tragfähigkeit des Betonkörpers unter einer senkrechten Zugbeanspruchung entspricht der angenommenen Tragfähigkeit der Rissprozesszone an der Spitze des Betonkegels. Die Länge der Bruchprozesszone lässt sich entsprechend den Erläuterungen in Kap. 2.3.2 ausgehend von der fiktiven Risslänge l_{ch} bestimmen. Die hierzu notwendigen Kenngrößen f_{ct} / f_{lct} , G_F , l_{ch} wurden in Kap. 2.2 eingehend erläutert. Die Breite b_o des Ausbruchs ist durch den eingeschnürten Bereich zwischen den Hochsicken vorgegeben. Die Höhe h_o des Betonkegels am Übergang zum Biegeschubriss ist durch Gl. (5.5) gegeben.

NWAC / LWAC

(5.5)

$$h_o = h_t - h_p - h_{cz}$$

Damit ergibt sich die Höhe des aktivierten Betons zwischen den Hochsicken aus der Querschnittshöhe h_t abzüglich der Höhe des Verbundblechs h_p sowie abzüglich des überdrückten Querschnittsbereichs der ungerissenen Druckzone h_{cz} . Die Mantelfläche des Kegels ist anhand der elliptischen Form des Betonbruchkörpers zu berechnen. Die Bogenlänge des aktivierten Betonkörpers an der Stelle der Lasteinleitung ergibt sich zu Gl. (5.6).

NWAC / LWAC

(5.6)

$$b_1(h_o) = \frac{1}{2} \cdot \pi \cdot (b_o + h_o) \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot \lambda^2}{10 + \sqrt{4 - 3\lambda^2}} \right)$$

$$\text{mit} \quad \lambda = \frac{1/2 \cdot b_o - h_o}{1/2 \cdot b_o + h_o}$$

Damit sind alle notwendigen Eingangsgrößen gegeben (vgl. Abb. 5.18). Für die Größe des letztendlich ansetzbaren Versagensbereichs ist die Zugspannungs-Rissöffnungsbeziehung des verwendeten Betons sowie die sich in Abhängigkeit der Betoneigenschaften einstellende Größe der Bruchprozesszone in das Modell einzuarbeiten.

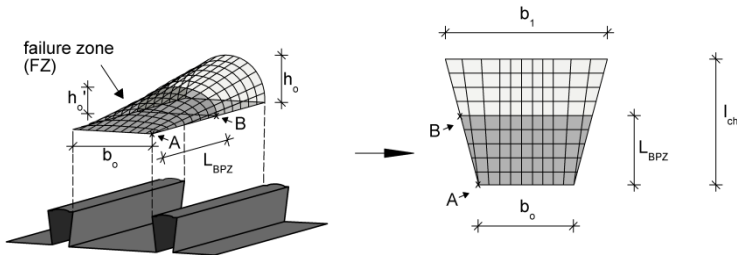


Abb. 5.18: Darstellung der Mantelfläche des aktivierten Betonkörpers zum Zeitpunkt des Dübelversagens.

Fig. 5.18: Illustration of the surface area of the activated concrete body at time of dowel failure.

Untersuchungen zum Thema durch *Reinhardt et al. 1986*, *Hordijk 1990* und *Duda 1991* lieferten Erkenntnisse darüber, bis zu welcher kritischen Rissöffnung w_c noch Kräfte innerhalb der Bruchprozesszone über einen Riss hinweg übertragen werden können. Einflussfaktoren wie die Beschaffenheit und Eigenschaften des Zuschlags sind ebenso wie verschiedene Betonfestigkeiten in ihre Arbeiten eingeflossen. Die Größe der Bruchprozesszone ist demnach stets in Bezug zu den Werkstoffeigenschaften des Betons zu setzen. Durch die genannten Untersuchungen ist bekannt, dass sich der Anteil der Bruchprozesszone in Abhängigkeit der Betonart zu 30 % bis 50 % der fiktiven Risslänge l_{ch} bestimmt. Die Zusammenhänge wurden in Kap. 2.3.2 bereits erläutert. Die Größe der Bruchprozesszone für Normal- und Leichtbeton kann in guter Näherung mit den Gl. (5.7) und Gl. (5.8) bestimmt werden.

<p>NWAC (5.7)</p> $l_{BPZ} = \beta \cdot l_{ch} = \beta \cdot \frac{E_c \cdot G_F}{f_{ct}^2} = 0,4 \cdot \frac{E_c \cdot G_F}{f_{ct}^2}$	<p>LWAC (5.8)</p> $l_{BPZ} = \beta \cdot l_{ch} = \beta \cdot \frac{E_c \cdot G_F}{f_{ct}^2} = 0,3 \cdot \frac{E_{lc} \cdot G_F}{f_{lct}^2}$
---	---

Da die übertragbaren Spannungen über die Länge des effektiv wirkenden Bereichs der Bruchprozesszone nicht konstant sind, sondern sich entsprechend der für den Beton gültigen Zugspannungs-Rissöffnungsbeziehung einstellen, ist zusätzlich die Völligkeit des zu erwartenden Spannungs-Rissöffnungsverlaufs in das Modell aufzunehmen. Hierzu seien ebenfalls die Arbeiten von *Reinhardt et al. 1986*, *Hordijk 1990* und *Duda 1991* genannt, durch welche die Faktoren α_{NC} und α_{LC} gewählt werden können. Diese lassen die Unterscheidung zwischen dem Entfestigungsverhalten von Normal- und Leichtbeton zu. Die qualitativen Zugspannungs-Rissöffnungsbeziehungen wurden in Kap. 2.3.2 erläutert und sind in Abb. 5.19 zusammen mit den für das Modell gewählten Völligkeitsbeiwerten dargestellt.

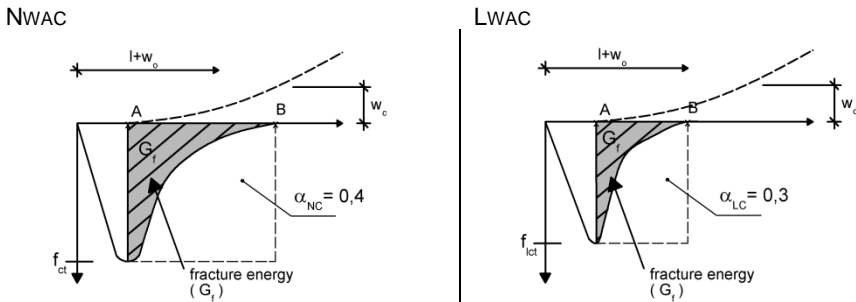


Abb. 5.19: Qualitative Zugspannungs-Rissöffnungsbeziehung für Normal- (links) und Leichtbeton (rechts).

Fig. 5.19: Qualitative tensile stress-crack opening relationship for normal (left) and lightweight concrete (right).

Damit ergibt sich proportional zur Anzahl vollständig aktivierter Tiefsicken n_o und unter Addition der Eigentragsfähigkeit des Verbundblechs $V_{p,Rm}$ (vgl. Kap. 8.2) die Tragfähigkeit der Verdübelungswirkung hinterschnittener Verbundbleche bei Betonversagen V_{Do} entsprechend Gl. (5.9) sowie Gl. (5.10).

<p>NWAC (5.9)</p> $\begin{aligned} V_{Do} &= V_{p,rm} + V_{c,cr} \\ &= V_{p,rm} + n_o \cdot (\alpha_{NC} \cdot A_{ct} \cdot f_{ct}) \\ &= V_{p,rm} + n_o \cdot \left[0,4 \cdot \frac{1}{2} \cdot (b_1 + b_o) \cdot l_{BPZ} \cdot f_{ct} \right] \\ &= V_{p,rm} + n_o \cdot [0,08 \cdot (b_1 + b_o) \cdot l_{ch} \cdot f_{ct}] \end{aligned}$	<p>LWAC (5.10)</p> $\begin{aligned} V_{Do} &= V_{p,rm} + V_{lc,cr} \\ &= V_{p,rm} + n_o \cdot (\alpha_{LC} \cdot A_{ct} \cdot f_{lct}) \\ &= V_{p,rm} + n_o \cdot \left[0,3 \cdot \frac{1}{2} \cdot (b_1 + b_o) \cdot l_{BPZ} \cdot f_{lct} \right] \\ &= V_{p,rm} + n_o \cdot [0,045 \cdot (b_1 + b_o) \cdot l_{ch} \cdot f_{lct}] \end{aligned}$
--	--

Wie in der zuvor beschriebenen Herangehensweise zur Nachrechnung des Dübeleffektes mit dem modifizierten Modell nach *Dehn 2002* wurde die Steifigkeit der Bewehrung durch Addition der Eigentragsfähigkeit des Verbundblechs berücksichtigt. Demnach beruht das entwickelte Modell darauf, dass die Tragfähigkeit des Verbundblechs gemeinsam mit dem Anteil der Rissprozesszone wirkt. Die durch das verform-

te Blech in den Beton eingeleiteten Zugspannungen führen schließlich zum Ausfall der Rissverzahnung. Der in Tab. 5.5 aufgeführte Vergleich zwischen den Versuchsergebnissen und den berechneten mittleren Widerständen zeigt eine gute Übereinstimmung bei der Verifizierung des Dübelversagens hinterschnittener Verbundbleche des Typs SuperHolorib. Durch die variabel gehaltene Form des Modells, kann es auch für andere Typen hinterschnittener Bleche verwendet werden.

Tab. 5.5: Vergleich zwischen Versuchsergebnissen und Nachrechnung von Versuchen mit einem Versagen infolge des Ausfalls der Dübelwirkung.

Table 5.5: Comparison between test results and calculated results of specimens with a failure due to loss of dowel effect.

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	denotation		D _{LC} 1	D _{LC} 2	D _{LC} 3	D _{LC} 4	D _{NC} 1	D _{NC} 2	D _{NC} 3	D _{NC} 4
2	shear force bearing capacity [kN]	V _u	10.6	10.7	10.8	10.1	21.2	21.1	21.3	23.7
3	cyl. compressive strength [N/mm ²]	f _{ck} / f _{lck}	17.5				22.2			
4	tensile strength [N/mm ²]	f _{ct}	1.3				2.4			
5	modulus of elasticity [N/mm2]	E _{cm}	10682				22196			
6	specific fracture energy [N/mm ²]	G _f	45.3				85.6			
7	length of failure zone [mm]	l _{BPZ}	82.0				135.3			
8	activated concrete area [mm ²]	A _{ct}	9651				16207			
9	bearing capacity of concrete [kN]	V _{c,cr}	3.69				15.36			
10	bearing capacity of concrete [kN]	V _{p,Rm}	5.8							
11	capacity [kN]	V _{do}	9.5				21.2			
12	deviance [-]	V _{do} / V _u	0.90	0.89	0.88	0.94	1.00	1.00	0.99	0.89

Der Vergleich mit den Versuchen der Blechdicke 0.75 mm entfällt. Die Ausbildung dieses Versagensbildes entspricht nicht dem in Realität bei Verbunddecken auftretenden Tragwerksverhalten. Das ausgeprägte Knittern der Blechstege ist der lokalen Lasteinleitung ins Blech geschuldet, die aus dem speziellen Versuchsaufbau resultiert.

5.5 Schlussfolgerungen

Die Quantifizierung der Dübelwirkung bei hinterschnittenen Verbundblechgeometrien erforderte die Durchführung einer speziellen Versuchsreihe. Mit dem gewählten Versuchskörperaufbau wurde die Verdübelungswirkung der Längsbewehrung bei Verbunddecken separiert. Die Wirkung aus Haftung, Reibung und Verzahnung sowie das Mitwirken der Druckzone beim Querkraftabtrag wurden durch geeignete Maßnahmen im Bereich des vorgegebenen Schubrisses ausgeschlossen.

Es hat sich gezeigt, dass mit den Modellvorstellungen für die Dübelwirkung bei Stahlbetonbalken nach *Baumann und Rüsch 1970* oder *Dehn 2002* das Dübelversagen von Verbunddecken nicht abgebildet werden kann. Eine weitere empirische Anpassung der vorliegenden Modelle war nicht sinnvoll, da mit den bestehenden Modellen der charakterisierende Versagensmodus bei Verbunddecken nicht beschrieben werden konnte.

Das zur Beschreibung eines möglichen Betonversagens entwickelte mechanische Modell zeigt eine sehr gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen und kann an eine sich ändernden Profilgeometrie oder an die verwendete Betonart angepasst werden. Hierzu sei jedoch angemerkt, dass die erwartete Verbundwirkung bei Variation des Profiltyps stets in die Überlegungen zur Verdübelungswirkung des Blechs einfließen sollte. Für das vorgestellte Modell in Kombination mit Stahlverbunddecken bedeutet dies, dass für ein Verbundprofil wie beispielsweise dem Cofrastra 40 von einer eindeutigen Analogie ausgegangen werden kann. Das SuperHolo-rib-Profil und das Cofrastra 40-Profil ähneln sich in ihrer Geometrie und auch im Verbundverhalten. Bleche wie das Cofrastra 70 besitzen hingegen keinen ausgeprägten Hinterschnitt (vgl. Tab. 3.1), so dass die aktivierbaren Klemmeffekte nicht zu einer bedeutenden Interaktion mit dem mechanischen Verbund führen. Ein Betonversagen, wie vorgestellt, kann bei solch schwach hinterschnittenen Profilen nicht auftreten. Es ist zu erwarten, dass solche Profilquerschnitte in einem Versuch zur Überprüfung der Verdübelungswirkung sich aus dem Verbund lösen würden. Der daraus resultierende Ausfall des Flächenverbundes führt zu einem Tragverhalten der Decke ähnlich dem eines unterspannten Betonbalken. Mögliche Versagensmodi wären das Überschreiten der Druckzonentragfähigkeit, Versagen der Endverankerung oder eventuell sogar Zugversagen im Blech.

Die vorgestellten Versuche wurden bei vollständiger, starrer Verankerung des Blechquerschnitts durchgeführt. Im Teilverbund, also bei reduzierter Verankerung des Verbundblechs, kann aufgrund des auftretenden Schlupfes nur eine geringere Normalkraft über den Verbund übertragen werden. Insgesamt nehmen so die aus den Verbundmechanismen resultierenden Beanspruchungen ab. Daraus lässt sich ableiten, dass das vorgestellte Modell nach Gl. (5.9) und Gl. (5.10) einen unteren Grenzwert der Tragfähigkeit bei Ausfall der Dübelwirkung darstellt.

Wie in Stahlbetonbalken ist auch bei Verbunddecken der vertikale Versatz der Rissufer für das Querkraftversagen entscheidend. Die Versuche zur Verdübelungswirkung bei Verbunddecken mit hinterschnittener Verbundblechgeometrie zeigten, dass ein vertikaler Versatz der Rissufer nicht zwingend an ein Betonversagen gebunden ist. Im gewählten Versuchskörperaufbau entsteht infolge der Lasteinleitung eine hohe lokale Beanspruchung des Blechs. Dies führte in Kombination mit Verbundblechen der Dicke 0.75 mm zu einem Stabilitätsversagen der Blechstege. Daraus resultierte ein ausgeprägtes Knittern des Blechs, wodurch das Blech aus dem Verbund herausgelöst wurde. Der Verlust der Verbundwirkung führte zu einem stark veränderten Lastabtrag und kann nicht mit dem vorgestellten Modell beschrieben werden. Im Gesamttragverhalten liegt keine solch ausgeprägte lokale Lasteinleitung vor, wie es dem speziellen Versuchsaufbau zur Verdübelungswirkung geschuldet ist. Dem Ablösen des Verbundblechs wirkt in der Regel der aktivierbare Reibverbund hinterschnittener Profile entgegen, ein Ausfall des mechanischen Verbundes und des Reibver-

bundes durch Knittern des Blechs wie in Abb. 5.13 gezeigt, ist in Verbunddecken üblicher Abmessungen weder zu beobachten noch zu erwarten.

Der Ausfall der Dübelwirkung bedarf eines hohen Verankerungsgrades der Bewehrung. Das Versagen selbst tritt bei großen Verformungen nach Traglastüberschreitung des Verbundblechs auf. Im Gesamtquerkrafttragverhalten von Verbunddecken ist der Verdübelungseffekt hinterschnittener Profile von untergeordneter Bedeutung. Der Versatz der Rissufer, ausgelöst durch Verformungen im Blech bei dessen Querkontraktion, sowie dem Ausbeulen der Blechstege nach deren Tragfähigkeitsüberschreitung reicht aus, um den Rissfortschritt des Biegerisses in Richtung der Lasteinleitung einzuleiten. Der Rissverlauf folgt danach der geometrischen Beziehung zwischen Rissuferversatz Δw , Lage des Drehpunktes R und Rissöffnungswinkel γ (vgl. Abb. 5.14).

Bei Verwendung der gleichen bruchmechanischen Ansätze ist sowohl die Tragfähigkeit der Dübelwirkung V_{D_0} als auch der Traganteil der Rissverzahnung $V_{c,ct}$ (vgl. Kap. 8.5) allein abhängig von der auf Zug aktivierten Betonfläche. Durch die räumliche Verbundwirkung der Verbundbleche mit Hinterschnitt wird eine kegelförmige Bruchfläche aktiviert, dessen Fläche die Größe der Bruchprozesszone in der Spitze des Biegeschubrisses übersteigt. Zur Aktivierung von Dübeleffekten bedarf es daher einer Traglaststeigerung über die, innerhalb des maßgebenden Biegeschubrisses liegende vorhandene Tragfähigkeit der Rissprozesszone hinaus. Mit steigender Beanspruchung dringt damit jedoch der Biegeschubriss weiter in die ungerissene Druckzone vor, vermindert so zunehmend den Traganteil der ungerissenen Druckzone und leitet schließlich das Gesamtversagen ein. Die Effekte der Dübelwirkung nehmen daher auf das Querkraftversagen von Verbunddecken keinen Einfluss. Weitere Erläuterungen werden durch die folgenden Kapitel gegeben.

6 Experimentelle Untersuchungen zum Querkrafttragverhalten von Verbunddecken

6.1 Allgemein

Bedingt durch die Vielzahl von Versuchsparametern, Werkstoffeinflüssen und mechanischen Einflussfaktoren beim Querkraftversagen ist es notwendig, eine detaillierte Betrachtung maßgebender Variationen vorzunehmen. Untersuchungen an Verbunddecken haben an der Technischen Universität Kaiserslautern eine lange Tradition und von Herrn Prof. Dr.-Ing. H. Bode und Herrn Prof. Dr.-Ing. W. Kurz sind eine große Anzahl an Versuchen mit unterschiedlicher Fragestellung betreut worden. Aufgrund der guten Dokumentation der Versuche wurden diese herangezogen, um eine Datenbasis zu erstellen. Ergänzend wurden die Leichtbeton-Verbunddeckenversuche von *Faust 1997* sowie *Faust 2002* mit einbezogen. Zu dem wurden zur Klärung spezieller Zusammenhänge eigene Versuche durchgeführt. Für Verbunddecken aus Normalbeton mit Querkraftversagen waren bisher keine dokumentierten Versuche vorhanden, weshalb sechs spezielle Verbunddeckenversuche mit gezielt eingeleitetem Querkraftversagen konzipiert und durchgeführt wurden.

So konnte eine Versuchsdatenbank mit 81 Verbunddeckenversuchen aus Leichtbeton und 6 Verbunddeckenversuchen aus Normalbeton zusammengestellt werden.

Mit dieser umfangreichen Datengrundlage wurden die Untersuchungen zum Querkraftversagen an Leichtbetonverbunddecken und Verbunddecken aus Normalbeton vollzogen und das Modell zur Beschreibung des Querkraftversagens von Verbunddecken hergeleitet. Nicht alle Versuche konnten zu einer späteren statistischen Auswertung herangezogen werden. Jedoch repräsentieren die Versuche durch die vorhandene Variation der Einflussparameter eine angemessene Auswahl, um die gewonnenen Erkenntnisse abzusichern.

Soweit es die Aufzeichnungen älterer Versuche ermöglichten, wurden die Versuche neu ausgewertet. Insbesondere bei der Ermittlung der Werkstoffeigenschaften der Betone musste dabei teils auf die in Kap. 2 dargelegten Umrechnungen zurückgegriffen werden. Kennwerte, welche auf diese Weise abgeschätzt wurden, sind in den folgenden Tabellen durch eine kursive Schrift gekennzeichnet. Die Versuchsdaten und Versuchsbezeichnungen der unterschiedlichen Quellen wurden in dieser Arbeit zusammengeführt und sind im Anhang detailliert und vollständig aufgelistet. Um eine Mindestübersicht zu gewährleisten, wurde eine vereinheitlichende Versuchsbezeichnung eingeführt. Versuchskörper aus Normalbeton wurden mit V_{NC} und Leichtbetonversuche mit V_{LC} gekennzeichnet. Die Versuche sind zusätzlich fortlaufend nummeriert. Im Anhang B befindet sich eine tabellarische Übersicht (vgl. Tab. B.1 bis Tab. B.4), in der die neu eingeführten Bezeichnungen zusammen mit der Originalbezeichnung sowie deren Quellen aufgelistet wurden.

Zusätzlich zu den Versuchen zitierter Quellen wurden 23 Verbunddeckenversuche mit Leichtbeton mit unterschiedlicher Parameterkombination zur gezielten Detailbetrachtung durchgeführt. Diese sind durch die Bezeichnungen V_{LC} 1 bis V_{LC} 23 gekennzeichnet.

Die Leichtbetonversuche mit der Bezeichnung V_{LC} 24 bis V_{LC} 35 sind in *Kurz und Hartmeyer 2010* beschrieben. Dabei handelte es sich um eine gutachterliche Arbeit zur Beurteilung der Eignung konstruktiver Leichtbetone für die neue technische Zulassung der SuperHolorib-Verbundbleche.

Mit der Quelle *Kurz und Mechtcherine 2009* liegen die Inhalte eines BBR Forschungsprojektes mit dem Aktenzeichen „Z6-10.8.18.7-07.9/II2-F20-07-19“ vor. Dieser Quelle wurden die Versuchskörper mit den neu vergebenen Bezeichnungen V_{LC} 36 bis V_{LC} 75 entnommen, mit denen die Leistungsfähigkeit von Leichtbeton in Kombination mit der Verbunddeckenbauweise aufgezeigt werden sollte. Im Fokus lagen die Werkstoffoptimierung eines pumpfähigen Leichtbetons sowie die mit Leichtbeton einhergehende Reduzierung der Längsschubtragfähigkeit. Hierzu wurden umfangreiche Variationen, auch bei den verwendeten Verbundprofilen, durchgeführt. Zusätzlich wurden bauphysikalische Untersuchungen vorgenommen, um den positiven Einfluss des Werkstoffs Leichtbeton auf die Akustik zu erfassen. Das in den Versuchen zur Ermittlung des Längsschubverhaltens auftretende Querkraftversagen war nicht die Folge speziell konzipierter Querkraftversuche sondern unbeabsichtigt. Die Versuche wiesen aufgrund der speziellen Werkstoffeigenschaften ein deutliches Querkraftversagen auf, oder zeigten ein kombiniertes Versagen aus einem Verankerungsbruch bei deutlichem Querkrafteinfluss.

In *Faust 1997* sowie *Faust 2002* wurde die Herstellung und die Auswertung der Versuche V_{LC} 76 bis V_{LC} 79 beschrieben. Zusätzlich liegen mit den beiden Versuchen V_{LC} 80 und V_{LC} 81 gut dokumentierte unveröffentlichte Tastversuche vor, welche im Jahr 2006/2007 an der TU Kaiserslautern durchgeführt wurden.

Eine Beurteilung des Querkraftversagens an Verbunddecken aus Normalbeton ist bisher aufgrund fehlender Beobachtung oder entsprechender Identifizierung eines primären Querkraftversagens nicht möglich. Mit Hilfe einer gestaffelt angeordneten Bewehrung gelang es im Rahmen der Arbeit, ein Querkraftversagen an Verbunddecken mit Normalbeton einzuleiten, ohne dabei in das übliche Tragverhalten wesentlich einzugreifen. Insgesamt wurden sechs solcher Verbunddeckenversuche durchgeführt. In den Versuchen V_{NC} 1 bis V_{NC} 6 trat ein eindeutiges Querkraftversagen auf.

Mit Hilfe der vorgestellten Versuche sollen die Unterschiede im Tragverhalten zwischen Verbunddecken aus Normal- und Leichtbeton herausgearbeitet werden. Für die Modellentwicklung stehen ausreichende Parametervariationen zur Verfügung. Zusätzlich ist die Versuchszahl groß genug, um ein Widerstandsmodell in Anlehnung an *DIN EN 1990 2010* bestimmen zu können.

Für Detailfragen zu den einzelnen Versuchen der Datenbank sei auf die angegebenen Literaturquellen verwiesen. Die Versuchsherstellung und Durchführung werden im Folgenden für die für diese Arbeit angefertigten Versuche erläutert und entsprechend der Fokussierung auf das Querkraftversagen behandelt. Verbunddeckenversuche werden üblicherweise in Anlehnung an Anhang A der Verbundbaunorm *DIN EN 1994-1-1 2010* ausgeführt. Für die in der Datenbasis aufgenommen Versuche sind keine Abweichungen von den Festlegungen dieser Norm anzunehmen. Besonderheiten werden jedoch dargelegt. Eine Bewertung der Versuchsergebnisse findet im Anschluss daran in Kap. 6.3 statt.

6.2 Versuchsbeschreibung

6.2.1 Herstellung der Versuchskörper

6.2.1.1 Allgemein

In der Herstellung und im Versuchsaufbau sind zwei unterschiedliche Biegeversuche zu unterscheiden. Üblicherweise wird der Vier-Punkt-Biegeversuch (4P-) mit konstanter Momentenbeanspruchung im mittleren Feldbereich und konstanter Querkraft innerhalb der Schublänge durchgeführt. In neueren Veröffentlichungen der TU Kaiserslautern und auch für die eigenen Versuche wurde teils ein exzentrisch belasteter Drei-Punkt-Biegeversuch (3P-) gewählt. Die beiden Versuchsvarianten sind in Abb. 6.1 dargestellt.



Abb. 6.1: Typischer Versuchsaufbau des 4P- (links) sowie des 3P-Biegeversuchs (rechts).

Fig. 6.1: Typical test set-up of the 4-point- (left) and the 3-point-bending test (right).

Der klassische 4P-Biegeversuch ist in *DIN EN 1994-1-1 2010* normativ geregelt. Die Versuche dieses Typs wurden entsprechend der Regelungen dieser Norm hergestellt und durchgeführt. Nach *DIN EN 1994-1-1 2010*, Anhang B.3.2 (2) ist es erlaubt, auch dem 4P-Biegeversuch gleichwertige Untersuchungen durchzuführen. In *Kurz und Mechtcherine 2009* wurde der 3P-Biegeversuch in seiner Anwendbarkeit geprüft. Gegenüber dem 4P-Biegeversuch ist in einem exzentrischen 3P-Biegeversuch der Versagensbereich durch die höhere Querkraftbeanspruchung im kleineren Feldbereich bekannt. Dies ermöglicht die effiziente messtechnische Bestückung des Prüfkörpers. Zusätzlich kann der Versuchskörper so gestaltet werden, dass zwei gleichartige Versuche an einem Prüfkörper möglich sind. Hierfür wird der Überstand über das Auflager einseitig so dimensioniert, dass dieser ohne Vorschädigung nach erfolgter Erstprüfung zusätzlich getestet werden kann. In den Versuchen der Quelle *Kurz und Mechtcherine 2009* wurde keine Stützbewehrung angeordnet. Die über das Auflager hinausragende Länge des Prüfkörpers wurde bei der statischen Erstprüfung jedoch unterstützt.

In Abb. 6.2 sind Informationen zu den durchgeführten Versuchsvarianten zusammengefasst. Der Schwerpunkt in der Untersuchung lag in Leichtbetonverbunddecken mit SuperHolorib-Verbundblechprofilen der Montana Bausysteme AG, welche im 4P- oder 3P-Biegeverfahren geprüft wurden. Neben der Variation der Verbundlängen zwischen kurzen und langen Längen wurden Endverankerungsmaßnahmen sowie

eine eingelegte Querbewehrung untersucht. Die Endverankerungsmaßnahmen wurden teilweise mit der Querbewehrung kombiniert. Für eine Kleinserie von Querkraftversuchen an Verbunddecken aus Normalbeton wurde ebenfalls das profilierte SuperHolorib-Verbundblech verwendet.

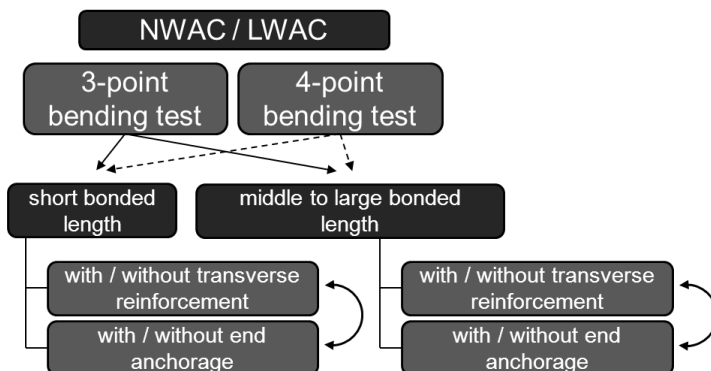


Abb. 6.2: Aufstellung der untersuchten Versuchskörpervarianten.

Fig. 6.2: List of examined specimens variants.

Offene Verbundblechtypen wie das Cofraplus 60 oder das nahezu offene Cofrastra 70 sowie das omega-förmige und hinterschnittene Cofrastra 40-Verbundprofil des Herstellers AcelorMittal wurden in geringer Versuchszahl in *Kurz und Mechtcherine 2009* mit Leichtbeton untersucht und wurden der Datenbasis hinzugefügt. Innerhalb der Modellentwicklung zur Beschreibung des Tragverhaltens von Verbunddecken unter Querlast wird in Kap. 8.4 die Anwendbarkeit der gefundenen Lösung auch für diese Verbundblechtypen bewertet.

Zur Erzeugung verbesserter Verbundeigenschaften wurden teilweise Endverankerungsmaßnahmen in Form von Blechverformungsankern (BVA) (siehe Abb. 6.3) alleine oder bei den Normalbetonversuchen in Kombination mit durchgeschweißten Kopfbolzendübeln (KBD) angeordnet. Wurden Versuche mit Endverankerungsmaßnahmen ausgeführt, so wurde dies in den Tabellen im Anhang mit Hilfe der vorgestellten Kürzel gekennzeichnet. Die Endverankerungsmaßnahmen wurden stets symmetrisch und an beiden Enden des Prüfkörpers vorgesehen.



Abb. 6.3: Blechverformungsanker als Endverankerungsmaßnahme.

Fig. 6.3: „BVA“ forming anchor as a kind of end anchorage.

Die Verbundlänge wurde durch die Anordnung sogenannter Risseinleitungsbleche direkt unter der Lasteinleitung definiert. Diese reichten über die gesamte Prüfkörperbreite und endeten in ihrer Höhe kurz oberhalb der Profilobergurte (siehe Abb. 6.5). Es kann nicht davon ausgegangen werden, dass dies für alle Versuchskörper der Datenbasis so gehandhabt wurde. Es finden sich in der *DIN EN 1994-1-1 2010* lediglich Regelungen hinsichtlich der Mindesthöhe der Rissbleche. Es ist daher möglich, dass die Rissbleche in den zitierten Versuchskörpern bis zur Deckenoberkante geführt wurden. Damit wird jedoch maßgeblich in den Rissverlauf eingegriffen und eine freie Rotation des Risses um seine Risspitze wird auf diese Weise unterbunden.

Gemäß den Ausführungen im Gutachten *Kurz und Hartmeyer 2010* vom 16.04.2010 ist in dem Nachfolgedokument der bauaufsichtlichen Zulassung *SuperHolorib 2007* für Verbunddecken aus Leichtbeton eine Querbewehrung zur Beschränkung möglicher Längsrisse vorgeschrieben. Dieser Forderung liegen Versuchsbeobachtungen in *Kurz und Hartmeyer 2010* sowie in den Prüfungen zum Forschungsbericht *Kurz und Mechtcherine 2009* zu Grunde, bei denen bei hinterschnittenen Versuchskörpern ein teils starkes Aufspalten in Längsrichtung beobachtet werden konnte (vgl. Abb. 6.4). Der Rissbeginn konnte dabei stets in den Ecken der Hochsicken an den Stirnseiten der Decke beobachtet werden.

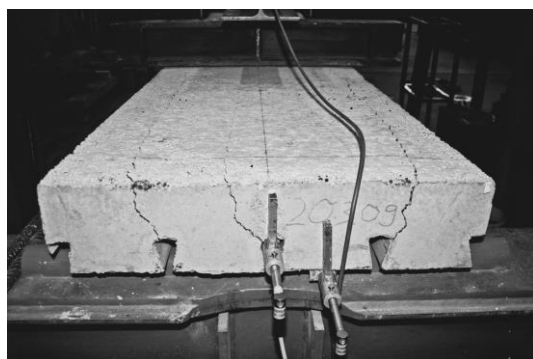


Abb. 6.4: Aufspalten der Verbunddecken mit Leichtbeton infolge Längsrisssbildung.

Fig. 6.4: Lightweight composite slabs split by longitudinal cracking.

Da der zu beobachtenden Längsrisssbildung ein schlagartiger Lastabfall folgte, ist in Kombination mit Leichtbeton stets eine Mindestquerbewehrung über den Hochsicken einzulegen. Nach den Ausführungen im Gutachten *Kurz und Hartmeyer 2010* sind innerhalb von 300 mm vom Deckenrand vier Bewehrungsstäbe mit einem Durchmesser von 8 mm anzuordnen. Diese sind an den Deckenrändern mit horizontalen Steckbügeln zu verankern (siehe Abb. 6.5). Die Mindestbetonüberdeckung ist dabei einzuhalten. Die Bewehrungsmenge ergibt sich aus einer konservativen Schätzung der Querkraftkomponente F_q .



Abb. 6.5: Am Deckenrand angeordnete Querbewehrung mit Risseinleitungsblech im Schnitt der späteren Lasteinleitung.

Fig. 6.5: At the slab edge arranged transverse reinforcement with crack initiation sheet in the section of the load application.

In allen Versuchen konnte der Erstriss immer an einer der äußersten Hochsicken festgestellt werden. Die Bewehrungsmenge wurde in *Kurz und Hartmeyer 2010* daher so definiert, dass die maximal mögliche Zugkraft einer äußeren Hochsicke verankert werden kann. Für ein SuperHolorib-Profilblech mit einem Sickenabstand von 150 mm und einem angenommenen Neigungswinkel der Druckstrebe von höchstens 45 Grad folgt eine maximal zu verankernde Querkzugkraft von 95 kN. Der Rechnung liegt dabei eine Blechdicke von 1.00 mm zugrunde.

Eine profilunabhängige Formulierung zur Berechnung der notwendigen Bewehrungsmenge ist mit dem Ansatz entsprechend der Gl. (6.1) gegeben. Hierbei wird eine variable Profilgeometrie bei veränderlicher Dicke berücksichtigt. Die eingelegte Bewehrung muss in der Lage sein die in Abhängigkeit zum Blechquerschnitt zu verankernde Kraft einer äußeren Randsicke mit der Breite b_s aufzunehmen und diese oberhalb der Hochsicken zu verankern. Die ermittelte Bewehrung kann grundsätzlich nur zur Aufnahme lokaler Querkzugkräfte angesetzt werden.

LWAC

(6.1)

$$F_q = b_s \cdot A_p \cdot f_{yp} \cdot \tan(45^\circ)$$

In den angefertigten Versuchen wurde die Querbewehrung an den Stirnseiten der Verbunddecken nach der aktuellen Zulassung des SuperHolorib-Blechs eingelegt. Damit entspricht die Prüfung dem Regelwerk.

Die Prüfkörper wurden in vollflächig aufliegender Position betoniert. Während der Fertigung waren die Bauteile durch Hilfskonstruktionen soweit unterstützt, dass die aus Eigengewicht resultierenden Spannungen für den Verbundquerschnitt vernachlässigt werden können. Alle Prüfkörper wurden damit im sogenannten Eigengewichtsverbund hergestellt. Für das Längsschubtragverhalten stellt diese Vorgehensweise die maßgebende Beanspruchungssituation dar.

Für die Prüfkörper wurde stets die Breite einer ganzen Profiltafel verwendet. Das Mittragen der gesamten Blechtafel wurde durch eine seitliche Betonumrandung sichergestellt (siehe Abb. 6.6).

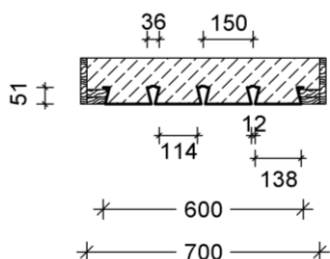


Abb. 6.6: Blick auf die Stirnseite eines Versuchskörpers mit Abmessungen der Schalung.

Fig. 6.6: View on the face side of a specimen including the dimensions of the formwork.

Auf die Randeinfassung wurde in den Versuchen aus *Kurz und Mechtcherine 2009* (V_{LC} 36 bis V_{LC} 75) verzichtet, da Vorversuche zeigten, dass während der nach *DIN EN 1994-1-1 2010* geforderten dynamischen Prüfung zur Lösung des Haftverbundes die seitlich angeordneten Betonüberdeckungen aus Leichtbeton abplatzten.

Auch in eignen Versuchen konnte nach einer horizontalen Rissbildung innerhalb der seitlichen Betonüberstände ein Wegbrechen der Randeinfassungen beobachtet werden. Die Rissbildung wurde durch Querkontraktion des Blechs eingeleitet und beschränkte sich auf die Betonumrandung. Dies geschah jedoch nicht innerhalb der zyklischen Beanspruchungsphase.

Im Folgenden soll die Geometrie der Probekörper kurz vorgestellt werden. Zusätzliche Informationen zu einzelnen Versuchskörpern sind im Anhang B in Tab. B.1 aufgeführt.

6.2.1.2 Verbunddecken mit kurzer Schublänge und L_{wac}

Versuchskörper mit kurzer Schublänge (V_{LC} 1 bis V_{LC} 15), wurden als 4P-Biegeversuch in Anlehnung an *DIN EN 1994-1-1 2010* hergestellt (siehe Abb. 6.7). Die gewählte Schublänge L_s entsprach 500 mm und in einer zusätzlich angefertigten Kleinserie von drei Versuchen 400 mm. Die Deckenhöhe h_t wurde mit 140 mm festgelegt und entspricht damit einer üblichen Deckenstärke für Verbunddecken mit Holorib-Verbundblechen. So ergaben sich Schlankheitswerte a/d von 3.2 und 4.0. Die gewählte Schublänge L_s sollte so lang wie möglich sein, jedoch gerade so lang, dass nach den bisherigen Bemessungsregeln noch Längsschubversagen eintritt und kein Biegeversagen festzustellen ist.

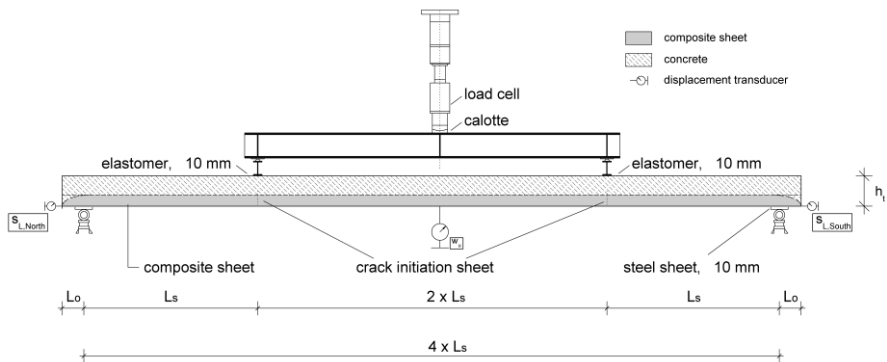


Abb. 6.7: Gewählter Prüfkörper für Vier-Punkt-Biegeversuche.

Fig. 6.7: Concept for specimens for four-point bending tests.

Hinter dem Auflager wurde eine Vorblechlänge mit einem Überstand von $L_0 = 100$ mm vorgesehen. Diese Länge ist ausreichend, um das Blech mittels Blechverformungsankern (BVA) hinter dem Auflager zu versehen. Endverankerungsmaßnahmen vergrößern dabei den Anteil der Längsbewehrung der über dem Auflager verankert werden kann. Da für den BVA in Kombination mit Leichtbeton keine Versuchsdaten vorliegen, war es zusätzlich notwendig, die Wirkung der Blechverformungsanker abzuschätzen (vgl. Kap. 7.3). Positiver Nebeneffekt der BVA ist die konzentrierte Beanspruchung der Verbundfuge bei gleichzeitiger maximaler Ausnutzung des mechanischen Verbundes infolge des kurzen Verbundkörpers und der dadurch bedingten hohen Bauteilsteifigkeit.

Die Prüfkörper hatten eine Breite b_c von knapp 700 mm. Die Blechtafelbreite b_p betrug dabei ca. 624 mm. Die Abmessungen der Prüfkörper sind in Tab. 6.1 aufgeführt. Zusatzinformationen sind in Spalte 9, 10 und 11 gegeben. Zur Vermeidung eines vorzeitigen Verbundversagens durch Spalten nach Längsrisssbildung wurde bei den Versuchen beidseitig eine Querbewehrung eingelegt (siehe Tab. 6.1, Spalte 11). Eine Ausnahme hiervon bildet der Versuch $V_{LC} 5$, der für eine spezielle Überprüfung ohne Querbewehrung gefertigt wurde.

Als Verbundprofil wurden Profile der Holorib-Serie mit einer nominellen Blechdicke von $t_{nom} = 0.75$ mm gewählt. Damit ergeben sich sowohl für die untersuchte Verbundwirkung als auch für die zu ermittelnde Tragwirkung der Blechverformungsanker Beanspruchungsgrößen, die als untere Grenzwerte für den Profiltyp angesehen werden können. Tendenzen und Ergebnisse können nach *DIN EN 1994-1-1 2010*, Anhang B.3 (4) auf mit größeren Blechdicken hergestellte Verbunddecken des gleichen Typs übertragen werden.

Tab. 6.1: Versuchsbezeichnungen und Abmessungen der Versuchskörper mit kurzer Schublänge.

Table 6.1: Experimental descriptions and dimensions of the test specimens with a short composite length.

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	no.		t _{nom} [mm]	L _o / L _s [mm]	h _t [mm]	d _p [mm]	b _c [mm]	a/d [-]	type	an- chorage	rein- forcement
2	V _{LC} 1	SuperHolorib	0.75	100 / 400	140	124	690	3.2	4P	--	transverse
3	V _{LC} 2		0.75	100 / 500	140	124	692	4.0	4P	--	transverse
4	V _{LC} 3		0.75	100 / 500	140	124	700	4.0	4P	--	transverse
5	V _{LC} 4		0.75	100 / 504	140	124	695	4.1	4P	--	transverse
6	V _{LC} 5		0.75	100 / 504	140	124	695	4.1	4P	--	--
7	V _{LC} 6	Holorib	0.75	100 / 400	140	124	690	3.2	4P	BVA	transverse
8	V _{LC} 7		0.75	100 / 502	140	124	684	4.1	4P	BVA	transverse
9	V _{LC} 8		0.75	100 / 500	140	124	684	4.0	4P	BVA	transverse
10	V _{LC} 9		0.75	100 / 502	140	124	692	4.1	4P	BVA	transverse
11	V _{LC} 10	SuperHolorib	0.75	100 / 400	140	124	690	3.2	4P	BVA	transverse
12	V _{LC} 11		0.75	100 / 497	140	124	690	4.0	4P	BVA	transverse
13	V _{LC} 12		0.75	100 / 500	140	124	684	4.0	4P	BVA	transverse
14	V _{LC} 13		0.75	100 / 499	140	124	700	4.0	4P	BVA	transverse
15	V _{LC} 14		0.75	100 / 500	140	124	690	4.0	4P	BVA	transverse
16	V _{LC} 15		0.75	100 / 500	140	124	690	4.0	4P	BVA	transverse

Zur Analyse des Tragverhaltens sowie der Tragkapazität von Blechverformungsankern und deren Wirkung auf das Querkraftversagen von leichten Verbunddecken wurde eine Serie von SuperHolorib-Profilen sowohl ohne (V_{LC} 1 bis V_{LC} 5) als auch mit Blechverformungsankern (V_{LC} 10 bis V_{LC} 15) getestet. Die Versuchskörper mit der Bezeichnung V_{LC} 6 bis V_{LC} 9 wurden für eine Gegenüberstellung der Verbundmechanismen mit einem glatten Holorib-Profil hergestellt. Mit dem gewählten Holorib-Profil ohne Obergurtprofilierung konnte die reine Wirkung des Reibverbundes bei definierter kurzer Schublänge begutachtet werden.

6.2.1.3 Verbunddecken mit mittlerer bis langer Schublänge und Lwac

Die Versuche mit langen Schublängen wurden als exzentrische 3P-Biegeversuche ausgeführt (siehe Abb. 6.8). Mit einem Deckenüberstand L_o von knapp 100 mm und einer Schublänge von ca. 800 mm wurden Abmessungen von vergleichbaren Längsschubversuchen aus der Literatur gewählt. Spezielle Maßnahmen zur Einleitung eines Querkraftversagens, wie es in Verbunddecken aus Normalbeton notwendig ist, sind hierbei nicht erforderlich. In Kombination mit Leichtbeton tritt das Querkraftversagen bei gängiger konstruktiver Ausbildung auf.

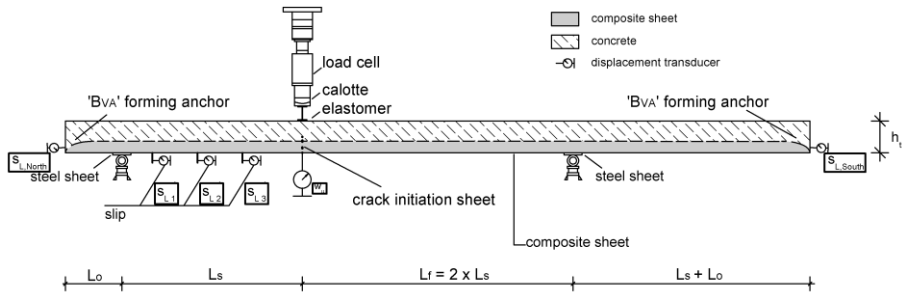


Abb. 6.8: Gewählter Prüfkörper für Drei-Punkt-Biegeversuche mit Endverankerungsmittel.

Fig. 6.8: Concept for specimens for three-point bending tests with end-anchorage.

Mit Blechdicken zwischen 0.75 mm und 1.00 mm und einer Deckenhöhe h_t von 140 mm wurden ergänzende Versuche zu den bereits in *Kurz und Mechtcherine 2009* aufgeführten Versuchskörpern durchgeführt. Das a/d-Verhältnis der Probekörper bestimmt sich zu einem Wert von etwa 6.

Mit den Versuchen V_{LC} 16 bis V_{LC} 19 wurden Versuche mit BVA bei langen Schublängen getestet. Diese Versuche sind durch einen reduzierten mechanischen Verbund bei einer erhöhten Wirkung von Reibeffekten infolge der Klemmwirkung der Hinterschneidung des Blechs gekennzeichnet. Die Versuche V_{LC} 20 bis V_{LC} 23 wurden ohne Blechverformungsanker, jedoch mit Querbewehrung ausgeführt. Tab. 6.2 enthält die Informationen zu den vorgestellten Prüfkörpern.

Tab. 6.2: Versuchsbezeichnungen und Abmessungen der Versuchskörper mit langer Schublänge.

Table 6.2: Experimental descriptions and dimensions of the test specimens with a long composite length.

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	no.	t_{nom} [mm]	L_o / L_s [mm]	h_t [mm]	d_p [mm]	b_c [mm]	a/d [-]	type	an- chorage	rein- forcement	
2	V_{LC} 16	SuperHolorib	0.75	100 / 800	140	124	710	6.5	3P	BVA	--
3	V_{LC} 17		0.75	100 / 800	140	124	710	6.5	3P	BVA	transverse
4	V_{LC} 18		1.00	100 / 800	140	124	710	6.5	3P	BVA	--
5	V_{LC} 19		1.00	100 / 800	140	124	710	6.5	3P	BVA	transverse
6	V_{LC} 20	SuperHolorib	1.00	90 / 780	140	124	700	6.3	3P	--	transverse
7	V_{LC} 21		1.00	120 / 780	140	124	700	6.3	3P	--	transverse
8	V_{LC} 22		1.00	90 / 780	140	124	700	6.3	3P	--	transverse
9	V_{LC} 23		1.00	120 / 780	140	124	700	6.3	3P	--	transverse

6.2.1.4 Verbunddecken mit mittlerer bis langer Schublänge und Nwac

Nur mit Hilfe einer Modifizierung des für einen 3P-Biegeversuch vorgesehenen Prüfkörpers konnte für die Untersuchung von Verbunddecken aus Normalbeton ein

Querkraftversagen erzeugt werden. Hierzu wurde der exzentrische 3P-Biegeversuch nach Abb. 6.7 zur Induzierung eines Biegeschubrisses mit einer gestaffelt angeordneten Bewehrung versehen. Die Abmessungen werden in Abb. 6.9 in Abhängigkeit zur statischen Höhe d dargestellt. Sechs Versuchskörper wurden für die vorgesehenen Untersuchungen hergestellt und geprüft (V_{NC} 1 bis V_{NC} 6).

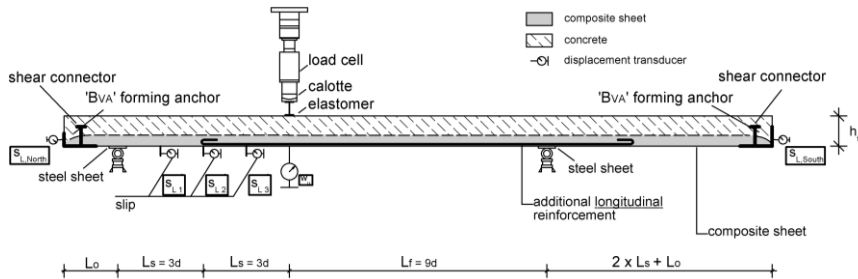


Abb. 6.9: Prüfkörper einer Verbunddecke mit gestaffelt angeordneter Bewehrung für Querkraftversuche mit Normalbeton.

Fig. 6.9: Sample of a composite slabs with steplike arranged reinforcement for shear test on composite slabs with normal weight concrete.

In der konstruktiven Gestaltung der Bewehrung ähnelt der Versuchskörper den Versuchen von Mörsch 1950, der im Jahre 1950 das Querkraftversagen von Stahlbetonbalken ohne Schub Sicherung (Querkraftbewehrung) untersucht hat. Auch dort wurde bereits die entstehende Sprengwirkung bei einer gestaffelten Bewehrung genutzt, um ein Querkraftversagen einzuleiten. Im Abstand $3d$ rechts vom Auflager wirkt allein das Verbundblech, so dass im Bereich des eintretenden Biegeschubversagens keine unterstützende Wirkung durch die Längsbewehrung vorliegt. Im Feldbereich erhöht sich durch die Zulagebewehrung von jeweils zwei Stäben pro Tiefsicke mit einem Durchmesser von 10 mm die Biegetragfähigkeit des Verbundquerschnitts. Die Betonüberdeckung wurde zu $c_{nom} = 30$ mm festgelegt. Auf die Anordnung von Risseinleitungsblechen wurde bewusst verzichtet. Der Steifigkeitssprung im Übergang zur zusätzlich eingelegten Längsbewehrung mit Endhaken leitete eine ausreichend große Sprengwirkung ein, um einen exakt definierten Biegeriss zu erzeugen. Mit dem Abstand $3d$ zwischen Endhaken und Lasteinleitung setzt sich die Druckstrebe der lokal eingeleiteten Einzellast mit einem Winkel kleiner 45° direkt auf den Endhaken ab.

Die Vorblechlänge wurde für die Kombination aus Kopfbolzendübel (KBD) und Blechverformungsanker (BVA) mit 250 mm ausreichend groß dimensioniert. Da sich dabei die Druckstrebe nicht auf den Fuß des Kopfbolzens abstützen sollte, liegen die beiden Verankerungsmaßnahmen weit genug hinter dem Auflager. In den Versuchen V_{NC} 1 bis V_{NC} 4 wurde konstruktiv eine vollständige Verankerung des Verbundprofils erzielt. In den beiden Versuchskörper V_{NC} 5 und V_{NC} 6 lag der Verdübelungsgrad des Verbundblechs bei alleiniger Wirkung von Blechverformungsankern zwischen 50 % und 60 %. Die Schublänge ist mit knapp 1000 mm bis 1300 mm in allen Versuchen vergleichbar groß gewählt worden. Als Profil wurde ein Blech mit Schwalbenschwanz und Obergurtprofilierung des Typs SuperHolorib gewählt. Untersucht wurden Profile mit den Dicken 1.00 mm und 0.75 mm. Die Abmessungen der Prüfkörper sind in Tab. 6.3 dargestellt.

Tab. 6.3: Versuchsbezeichnungen und Abmessungen der Versuchskörper mit langer Schublänge und Normalbeton.

Table 6.3: Experimental descriptions and dimensions of the test specimens with a long composite length made of normal weight concrete.

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	no.	t _{nom} [mm]	L _o / L _s [mm]	h _t [mm]	d _p [mm]	b _c [mm]	a/d [-]	type	an- chorage	rein- forcement	
2	V _{NC} 1	SuperHolorib	1.00	250 / 1140	200	184	700	6.2	3P	BVA / KBD	longitudinal
3	V _{NC} 2		1.00	250 / 950	200	184	700	5.2	3P	BVA / KBD	longitudinal
5	V _{NC} 3		1.00	250 / 780	140	124	700	6.3	3P	BVA / KBD	longitudinal
6	V _{NC} 4		1.00	250 / 780	140	124	700	6.3	3P	BVA / KBD	longitudinal
7	V _{NC} 5		0.75	250 / 780	140	124	700	6.3	3P	BVA	longitudinal
8	V _{NC} 6		0.75	250 / 780	140	124	700	6.3	3P	BVA	longitudinal

Auf die Querbewehrung an den Deckenenden wurde verzichtet, da für Normalbeton in der Zulassung eine solche Verstärkung nicht vorgesehen ist und auch für Verbunddecken aus Normalbeton aufgrund der höheren Betonsteifigkeit keine Bewehrung erforderlich ist. Ein Spalten wurde für Prüfkörper aus Normalbeton in der bekannten Literatur nicht dokumentiert und ist damit ein bisher unbekanntes, doch typisches Versagensmerkmal der Verbunddecken aus Leichtbeton.

6.2.2 Werkstoffe

6.2.2.1 Allgemein

In der vorliegenden Arbeit wurden die Festbetoneigenschaften der verwendeten Betone in Anlehnung an *DIN EN 12390 2001* geprüft. Von den in der Norm aufgeführten Lagerungsbedingungen wurde bewusst abgewichen, um in Übereinstimmung mit den Lagerungsbedingungen der Versuchskörper auf die im Versuchskörper vorliegenden Werkstoffeigenschaften näherungsweise rückschließen zu können. Die Versuchskörper wie auch die Betonproben wurden nach der Betonage bis zum Versuchstag feucht in Folien bzw. unter Planen gelagert. Die Druckfestigkeit wurde direkt an mindestens drei zylindrischen Probekörpern je Versuchsserie und Betoncharge ermittelt. Die Werte wurden am Prüftag der Hauptversuche mit maximal 24 Stunden Abweichung bestimmt.

In den Zulassungen der Verbundprofile werden Betone ab einer Festigkeitsklasse C 20/25 beziehungsweise LC 20/22 geregelt. Dementsprechend wurden Normal- und Leichtbetonrezepturen gewählt, welche nach der Erhärtungsphase innerhalb oder an der unteren Grenze dieser Festigkeitsklassen lagen.

Konformitätskriterien zur Einteilung von Betonen in die bekannten Festigkeitsklassen der *DIN 1045-1 2008* werden in *DIN EN 206-1 2001* angegeben. Für Erstversuche darf der kleinste Einzelwert einer Probe nicht mehr als 4 N/mm^2 unter der angestrebten charakteristischen Druckfestigkeit liegen. Dabei sollte der Mittelwert der Betondruckfestigkeit die charakteristische Sollfestigkeit um mindestens 4 N/mm^2 überschreiten. Nicht mit allen Betonchargen konnten diese Kriterien erfüllt werden. Die

Forderung, mindestens einen Beton der Festigkeitsklasse LC 20/22 einzusetzen, liegt damit etwas auf der sicheren Seite.

Bei der Zusammenstellung der Versuchsdaten für die Datenbasis wurden die Materialkennwerte aus anderen Literaturquellen mit den in Gl. (2.1) und Gl. (2.2) angegebenen Näherungsformeln von Würfel- in Zylinderdruckfestigkeiten f_{cm} / f_{lcm} umgerechnet. Bei der Versuchsauswertung war darauf zu achten, dass es sich bei den durchgeführten Versuchen immer um Kurzzeitversuche handelte. Eventuell in normativen Bemessungsformeln enthaltene Abminderungsfaktoren für eine Dauerbeanspruchung bleiben in den Berechnungen unberücksichtigt. Des Weiteren wurde in den Bemessungsformeln stets die einaxiale Druckfestigkeit eines schlanken prismatischen Körpers f_{1c} / f_{1lc} verwendet (vgl. *Reineck 1990*).

Die Rezepturen für die getesteten Leichtbetone wurden so konzipiert, dass eine Einteilung in die Rohdichteklassen D1.4 sowie D1.6 möglich sein sollte. Da die Trockenrohddichte ρ_{dry} in den verwendeten Literaturquellen teils nicht dokumentiert wurde, wurde sie mit der in *Faust 2002* angegebenen Näherungsformel entsprechend Gl. (6.2) abgeschätzt.

$$LWAC \quad \rho_{dry} = 0.92 \cdot \rho_{hd} \quad (6.2)$$

Inklusive der ausgewählten Versuche aus den angegebenen Quellen wurden insgesamt neun unterschiedliche Leichtbetonrezepturen und eine Normalbetonrezeptur verwendet. Tab. B.5 bis Tab. B.7 in Anhang B zeigen eine genaue Auflistung der verschiedenen Mischungen.

Die Mittelwerte der oberen Streckgrenze R_{eH} beziehungsweise der 0.2 % Dehngrenze $R_{p,0.2}$ und der Elastizitätsmodul E_{pm} wurden je Blechcharge ermittelt. Hierzu wurden in Kurzzeitversuchen mindestens drei Zugproben jeder Blechserie geprüft. Die Durchführung der Versuche fand in Anlehnung an *DIN EN ISO 6892-1 2009* statt. Die Geometrie der Proben wurde in Übereinstimmung mit *DIN 50125 2009* für dünne Flachproben gewählt.

Für sämtliche Versuche wurden die spezifischen Beton- und Verbundblecheigenschaften in den Tab. B.8 bis Tab. B.11 in Anhang B zusammengefasst. In den folgenden Unterkapiteln sind die geprüften Werkstoffeigenschaften für die in dieser Arbeit hergestellten Versuchskörper getrennt nach der Verbundlänge aufgelistet.

6.2.2.2 Verbunddecken mit kurzer Schublänge und LWAC

Die verwendete Betonrezeptur der Versuche mit kurzer Schublänge ist in die Rohdichteklasse D1.4 nach Kapitel 11 der *DIN EN 1992-1-1 2011* einzuordnen. Die angestrebte Leichtbetongüte LC 20/22 wurde verfehlt. Die niedrigere Betongüte und Rohddichte ermöglichen jedoch sichere Aussagen über die ermittelten Tragfähigkeiten und Verbundeigenschaften. Der Einfluss auf die Längsschub- und Querkrafttragfähigkeit ist dabei entsprechend den Erläuterungen in Kap. 4.2 nur gering. Das verwendete Blech entspricht den Anforderungen an die Werkstoffeigenschaften nach der Zulassung *SuperHolorib 2007*. Tab. 6.4 fasst die zu den Verbunddeckenversuchen mit kurzer Schublänge gehörenden Werkstoffeigenschaften zusammen. Die

jeweils verwendete Betonrezeptur ist in der Tabelle in Spalte 2 gekennzeichnet und wird im Anhang B.3 zur Arbeit erläutert. Eine kursive Schrift kennzeichnet Kenngrößen auf die mit Hilfe von Näherungsformeln zurückgeschlossen werden musste.

Tab. 6.4: Werkstoffeigenschaften der Versuchskörper mit kurzer Schublänge.

Table 6.4: Material properties of the specimens with a short composite length.

0	1	2	3	4	5	6	7	8	10	11
1	no.	type	ρ_{dry} [kg/m ³]	f_{cm} / f_{lcm} [N/mm ²]	f_{ctm} / f_{lctm} [N/mm ²]	$f_{ct} : f_{cm}$ [-]	E_{cm} / E_{lcm} [N/mm ²]	R_{eH} [N/mm ²]	E_{pm} [N/mm ²]	n [-]
2	V _{LC} 1	LC _{M6}	1.46	14.3	<i>1.48</i>	1: 10	10200	373	208000	20
3	V _{LC} 2	LC _{M7}	1.48	16.5	<i>1.45</i>	1: 11	12100	393	213000	18
4	V _{LC} 3	LC _{M7}	1.46	17.3	<i>1.48</i>	1: 12	12200	393	213000	17
5	V _{LC} 4	LC _{M7}	1.47	15.9	<i>1.41</i>	1: 11	11300	388	208000	18
6	V _{LC} 5	LC _{M7}	1.48	16.1	<i>1.50</i>	1: 11	11700	374	202000	17
7	V _{LC} 6	LC _{M6}	1.51	22.2	<i>1.69</i>	1: 13	12300	350	208000	17
8	V _{LC} 7	LC _{M7}	1.48	16.5	<i>1.45</i>	1: 11	12100	350	208000	17
9	V _{LC} 8	LC _{M7}	1.46	17.3	<i>1.48</i>	1: 12	12200	369	210200	17
10	V _{LC} 9	LC _{M7}	1.47	15.9	<i>1.41</i>	1: 11	11300	369	210200	19
11	V _{LC} 10	LC _{M6}	1.46	14.3	<i>1.48</i>	1: 10	10200	373	208000	20
12	V _{LC} 11	LC _{M7}	1.48	16.5	<i>1.45</i>	1: 11	12100	388	209000	17
13	V _{LC} 12	LC _{M7}	1.46	17.3	<i>1.48</i>	1: 12	12200	392	212000	17
14	V _{LC} 13	LC _{M7}	1.47	15.9	<i>1.41</i>	1: 11	11300	392	212000	19
15	V _{LC} 14	LC _{M7}	1.48	16.1	<i>1.50</i>	1: 11	11700	390	206000	18
16	V _{LC} 15	LC _{M7}	1.48	16.1	<i>1.50</i>	1: 11	11700	390	206000	18

6.2.2.3 Verbunddecken mit mittlerer bis langer Schublänge und LWAC

Für Versuchskörper mit Verbundlängen größer 600 mm liegen die Betongüten nur knapp unterhalb der angestrebten Klasse (siehe Tab. 6.5). Die Mittelwerte des Elastizitätsmoduls liegen innerhalb des üblichen Streubereichs dieser Kenngröße. Die Rohdichteklasse D1.6 wurde eingehalten. Bei den verwendeten Betonrezepturen handelte es sich um eine Leichtbetonrezeptur mit Leichtsandanteil, demnach ein sogenannter „All lightweight aggregate concrete“ (ALWAC). Durch die Substitution des Rheinsands durch einen Leichtsand kann nachhaltig die Konsistenz und Verarbeitbarkeit beeinflusst werden. Dadurch verbesserte sich die Gefügestruktur, was zu einer direkten Erhöhung der Zugfestigkeit der erhärteten Matrix führte. Mit einem Zug- zu Druckfestigkeits-Verhältnis zwischen 1:10 und 1:15 konnten Verhältnisswerte eines Normalbetons gleicher Klasse erzielt werden.

Mit 333 N/mm² beziehungsweise 343 N/mm² wurden bei der verwendeten Blechcharge Werte für die obere Streckgrenze gemessen die unterhalb der nach Zulassung geforderten Mindeststreckgrenze eines Stahls der Güte S350GD+Z lagen. Für die Proben wurde das Material aus dem ebenen Bereich des Untergrundes des Profils

entnommen. Aufgrund der zu niedrigen Streckgrenze wird davon ausgegangen, dass es sich bei den Profilen um die erste Charge der Produktion nach dem Wechsel auf ein neues Stahlcoil handelte. Durch den Auswalzprozess liegen Verunreinigungen im Material gerade im Anfangs- und Endbereich vor, was zu einer Beeinflussung der Streckgrenze führen kann. Sämtliche Zugproben erreichten jedoch die notwendige Grenzzugfestigkeit von 420 N/mm^2 nach *DIN EN 10326 2004* (vgl. Anhang B.3).

Tab. 6.5: Werkstoffeigenschaften der Versuchskörper mit mittlerer bis langer Schublänge.

Table 6.5: Material properties of the specimens with a medium to long composite length.

0	1	2	3	4	5	6	7	8	10	11
1	no.	type	ρ_{dry} [kg/m ³]	$f_{\text{cm}} / f_{\text{ictm}}$ [N/mm ²]	$f_{\text{ctm}} / f_{\text{ictm}}$ [N/mm ²]	$f_{\text{ct}} : f_{\text{cm}}$ [-]	$E_{\text{cm}} / E_{\text{ictm}}$ [N/mm ²]	R_{eH} [N/mm ²]	E_{pm} [N/mm ²]	n [-]
2	V _{LC} 16	LC _{M5}	1.48	22.8	1.66	1: 14	12700	333	204000	16
3	V _{LC} 17	LC _{M5}	1.48	22.8	1.66	1: 14	12700	333	204000	16
4	V _{LC} 18	LC _{M5}	1.59	28.8	1.96	1: 15	13700	343	206000	15
5	V _{LC} 19	LC _{M5}	1.59	28.8	1.96	1: 15	13700	343	206000	15
6	V _{LC} 20	LC _{M6}	1.57	21.2	2.05	1: 10	12400	366	205000	17
7	V _{LC} 21	LC _{M6}	1.57	21.2	2.05	1: 10	12400	366	205000	17
8	V _{LC} 22	LC _{M6}	1.61	22.2	1.96	1: 11	12300	366	205000	17
9	V _{LC} 23	LC _{M6}	1.61	22.2	1.96	1: 11	12300	366	205000	17

Mit den Versuchen aus *Kurz und Mechtcherine 2009* stehen für die Untersuchungen zusätzlich Verbunddeckenversuche mit Leichtbetonen höherer Festigkeit zur Verfügung. Hier wurde ein pumpfähiger Leichtbeton entwickelt, welcher in die Betongüteklasse LC 30/33 oder höher einzuordnen war. Der Beton wurde so optimiert, dass weiterhin ein Trockengewicht kleiner 1600 kg/dm^3 vorlag. Informationen zu diesen Versuchen und den verwendeten Rezepturen liefert der Anhang B.

6.2.2.4 Verbunddecken mit mittlerer bis langer Schublänge und Nwac

Für die Verbunddeckenversuche aus Normalbeton wurde ein Transportbeton der Klasse C25/30 gewählt. Als Grobzuschlag wurde eine Kiesmischung mit maximalem Größtkorndurchmesser von 16 mm verwendet. Der Versuch wurde nach sieben Tagen bei einer Zylinderdruckfestigkeit von knapp 20 N/mm^2 durchgeführt. So wurden die Versuche bei einem ähnlichen Zug-Druckfestigkeits-Verhältnis geprüft wie es bei den zu vergleichenden Versuchen mit Leichtbeton vorlag. Die Versuche wurden alle aus einer Mischung hergestellt und für jeden Versuchskörper mindestens drei Zylinderprüfungen am Tag der Prüfung durchgeführt. Die verwendeten Verbundbleche erreichten die geforderten Mindestfestigkeitswerte der *DIN EN 10326 2004*. In Tab. 6.6 sind die Materialkennwerte zusammengestellt.

Tab. 6.6: Werkstoffeigenschaften der Versuchskörper mit mittlerer bis langer Schublänge und Normalbeton.

Table 6.6: Material properties of the specimens with a medium to long composite length made of normal weight concrete.

0	1	2	3	4	5	6	7	8	10	11
1	no.	type	ρ_{dry} [kg/m ³]	f_{cm} / f_{lcm} [N/mm ²]	f_{ctm} / f_{lctm} [N/mm ²]	$f_{ct} : f_{cm}$ [-]	E_{cm} / E_{lcm} [N/mm ²]	R_{eH} [N/mm ²]	E_{pm} [N/mm ²]	n [-]
2	V _{NC} 1	NC _{M1}	-	19.5	1.96	1: 10	22800	358	205000	9
3	V _{NC} 2	NC _{M1}	-	19.5	1.96	1: 10	22800	358	205000	9
5	V _{NC} 3	NC _{M1}	-	19.9	2.17	1: 9	19600	355	205000	10
6	V _{NC} 4	NC _{M1}	-	19.9	2.17	1: 9	19600	355	205000	10
7	V _{NC} 5	NC _{M1}	-	19.8	2.01	1: 10	19800	362	205000	10
8	V _{NC} 6	NC _{M1}	-	19.8	2.01	1: 10	19800	362	205000	10

6.2.3 Versuchsdurchführung und Messtechnik

Gemäß den Vorgaben der *DIN EN 1994-1-1 2010* ist vor der statischen Traglastprüfung der infolge der Adhäsionskräfte zwischen Blech und Beton wirkende Haftverbund zu lösen. Der zu Beginn vorliegende starre Verbund wirkt sich maßgeblich auf die Bauteilsteifigkeit und das Tragverhalten aus, löst sich jedoch schlagartig bei geringen Erschütterungen oder Beanspruchung. Eine vorhandene Verbundwirkung aus Haftung wird der Norm entsprechend durch eine zyklische Beanspruchungsphase zerstört. Die Ober- und Unterlast soll dabei zwischen 20 % und 60 % der erwarteten Traglast liegen. *DIN EN 1994-1-1 2010* regelt den zyklischen Versuchsteil, durch Vorgabe von Dauer und Anzahl der Schwingspiele.

Die Versuche wurden in Versuchsständen mit servo-hydraulischen Zylindern der Prüfklasse I im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität Kaiserslautern getestet. Innerhalb von drei Stunden wurden die Prüfkörper mit 5000 Lastwechseln beansprucht, woraus sich eine Belastungsfrequenz von ungefähr 0.5 Hz ergab. Nach abgeschlossener dynamischer Beanspruchung erfolgte die Prüfung als Kurzzeitversuch mit in Stufen gesteigerter Belastung. Die Laststufen wurden mit einer konstant geregelten Zylinderweggeschwindigkeit angesteuert.

Bei Versuchskörpern mit planmäßig vollständiger Verankerung des Verbundbleches wurde auf ein Lösen des Haftverbundes verzichtet. Bei diesen Versuchen wurde statisch bis zu einer Relativverschiebung von 0.10 mm bzw. bis zum hör- und sichtbaren Ausfall des Haftverbundes belastet. Nach einer Haltephase wurde der Prüfkörper entlastet und erst anschließend mit der eigentlichen Traglastprüfung in Laststufen und bis zum Bruch begonnen.

In den Versuchen aus *Kurz und Mechtcherine 2009* wurde auf die zyklische Beanspruchungsphase verzichtet. Der Haftverbund wurde dort entsprechend der vorhergehenden Erläuterung statisch gelöst. Eine Auswirkung auf die Versuchsergebnisse konnte in einer Überprüfung nicht festgestellt werden.

Zur gleichmäßigen Verteilung der lokal eingetragenen Last wurden unter den Lasteinleitungsträgern Elastomerlager platziert. An den Auflagerböcken wurde ent-

sprechend *DIN EN 1994-1-1 2010* ein Auflagerblech von 100 mm Breite angeordnet. Sämtliche Versuche dieser Arbeit wurden nach dem hier beschriebenen Vorgehen durchgeführt.

Die eingesetzte Messtechnik verfügte bei der Prüfung stets über eine aktuell gültige Kalibrierung. Wenn für die Prüfzylinder Kalibrierdaten fehlten, wurde die Kraft mit einer zusätzlich in die Prüfvorrichtung eingebauten separaten Kraftmessdose kontrolliert. Zur kontinuierlichen Aufzeichnung der Durchbiegung wurden an den Längsseiten im Punkt der maximalen Verformung beidseitig induktive Wegaufnehmer angebracht. Die eintretenden Relativverschiebungen zwischen Blech und Beton wurden ebenfalls mit Hilfe von Wegaufnehmern an den Stirnseiten der Decken gemessen. Die Positionen der Wegaufnehmer sind für die verschiedenen Versuche in den Abbildungen 6.7, 6.8 und Abb. 6.9 dargestellt.

In der Versuchsserie V_{LC} 16 bis V_{LC} 19 wurde an den Prüfkörpern mit Querbewehrung die Dehnung an einer äußeren Querstrebe mittels eines auf den Bewehrungsstab applizierten Dehnungsmessstreifen (DMS) überprüft (vgl. Abb. 6.10).

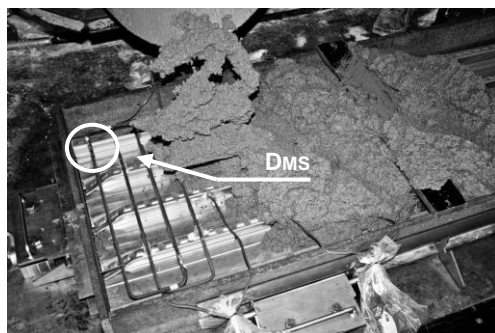


Abb. 6.10: Position der applizierten Dehnungsmessstreifen an Prüfkörpern mit Querbewehrung.

Fig. 6.10: Position of the applied strain gauges at test specimens with transverse reinforcement.

In Versuchskörpern mit langer Schublänge und exzentrischer Lastanordnung wurde zusätzlich die Schupf- und Dehnungsverteilung entlang der Schublänge durch eine Kombination aus Wegaufnehmern und DMS untersucht. Hierfür wurde die Messtechnik über die Höhe und Länge des Prüfkörpers hinweg in einem konstanten Abstand angebracht. Abb. 6.11 zeigt Detailaufnahmen von der Schlupfmessung am Untergurt des Probekörpers und der Dehnungsmessung auf der Deckenoberseite. Die Betondehnungen wurden mit Hilfe eines Setzdehnmessgerätes zusätzlich kontrolliert, Stahldehnungen konnten nur mittels DMS aufgezeichnet werden. Pläne zur Positionsbeschreibung der Messtechnik sind im Anhang B.1 enthalten.

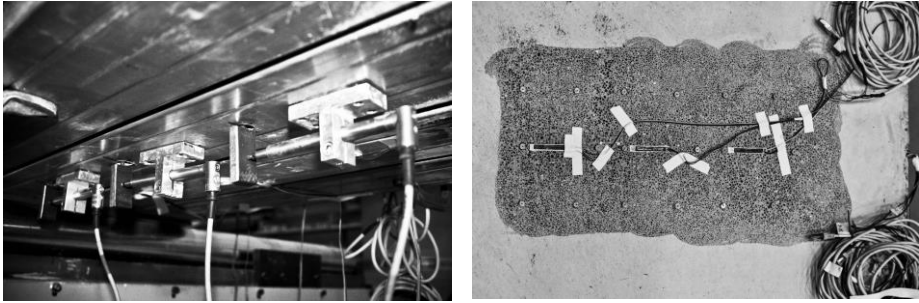


Abb. 6.11: Position der Wegaufnehmer (links) und Dehnungsmessstreifen (rechts) im Bereich der Längsschubbeanspruchung.

Fig. 6.11: Position of displacement transducers (left) and strain gauges (right) in the range of the longitudinal shear loading.

6.3 Versuchsergebnisse

6.3.1 Einleitung

Das typische Versagen von Verbunddecken aus Normalbeton ist durch einen einzelnen Biegeriss direkt unterhalb der Lasteinleitung gekennzeichnet. Nach der Rissentstehung nehmen die Relativverschiebungen stark zu. Mit anwachsendem Schlupf wird der durch den Biegeriss zum Deckenrand hin abgetrennte Betonkörper weiter über das Blech hinweg geschoben, bis üblicherweise Längsschubversagen eintritt (vgl. Abb. 6.12).



Abb. 6.12: Typisches Versagensbild von Verbunddecken aus Normalbeton.

Fig. 6.12: Typical failure of non-reinforced composite slabs made of normal concrete.

Ein Querkraftversagen infolge eines Biegeschubrisses mit deutlichem Versatz der Rissufer wurde nur selten dokumentiert. Für Verbunddecken aus Leichtbeton stellte dies jedoch das vorherrschende Versagensbild dar. In den durchgeführten Versuchen konnte stets ein stark ausgeprägtes Rissbild beobachtet werden. Im Feldbereich der Prüfkörper waren in kurzen Abständen hintereinander Biegerisse festzustellen. Die geringen Abstände zwischen den Rissen deuteten auf die schlechten Verbundeigenschaften des Leichtbetons hin. Teils horizontale Verzweigungen der Riss-

spitzen kennzeichneten den Diskontinuitätsbereich unterhalb der Lasteinleitung. Diese Rissentwicklung verstärkte sich aufgrund der niedriger gewählten Risseinleitungsbleche.

Je nach Verbundeigenschaften des Blechs und gewählter Verbundlänge traten ein bis maximal zwei Biegeschubrisse innerhalb der Verbundlänge auf. Von der Lasteinleitungsstelle ausgehend, betrug der Abstand des versagensrelevanten Risses zwischen dem ein- bis dreifachen der statischen Nutzhöhe. Der über die Obergurthöhe hinaus laufende Biegeriss begann mit dem Ausbeulen der im Riss liegenden Blechstege in Richtung der Lasteinleitung abzdrehen. Der Verlauf des Biegeschubrisses flachte bis zum Erreichen der Unterkante der Druckzone weiter ab. Danach vergrößerte sich der Riss annähernd horizontal entlang des unteren Rands der Druckzone. Dabei ließ sich die Last weiter steigern. Die maximale Tragfähigkeit war erreicht, als die Risspitze die Stelle der Lasteinleitung und damit den Schnitt des maximalen Biegemomentes erreichte. Die Relativverschiebungen nahmen bis zum Versagen stetig zu.

Die bei Verbunddecken aus Leichtbeton anzuordnende Querbewehrung führte generell zu einem duktileren Nachbruchverhalten. Aus Versuchsaufzeichnungen in *Faust 2002*, *Kurz und Mechtcherine 2009* und *Kurz und Hartmeyer 2010* ist bekannt, dass die Längsrisse in unbewehrten Körpern stets mit oder kurz nach der maximalen Traglast auftreten. Dies konnte durch die eigenen Versuche bestätigt werden. Der Biegeschubriss war zu diesem Zeitpunkt bereits deutlich fortgeschritten. Die maximale Traglast der beiden Versagensmechanismen lag teils engbeieinander. Durch die dicht oberhalb der Hochsicken eingelegte Bewehrung, wurde das Aufspalten durch die Längsrisse behindert und damit ein Verankerungsversagen vermieden. Damit wurde der neben der Lasteinleitung entstehende Biegeschubriss zur eindeutigen Versagensursache. Mit der Veröffentlichung von *Marčiukaitis et al. 2006*, in der eine vergleichbare Rissbildung bei Verbunddecken aus Normalbeton mit erhöhtem Klinkeranteil beschrieben wurde, wird der Zusammenhang zwischen den Längsrissen und dem niedrigeren Elastizitätsmodul solch spezieller Betone deutlich. Die Verformbarkeit des Betons bestimmt dabei die Effektivität der Klemmwirkung zwischen Blech und Beton. Da dadurch der Verlust an mechanischem Verbund nicht durch eine gesteigerte Reibung kompensiert werden kann, ist nach Erreichen der maximalen Verbundwirkung als Kombination aus mechanischem Verbund und Reibverbund mit einem schnellen Verbundversagen zu rechnen. In den Versuchen mit kurzer Spannweite wurde in Abhängigkeit zum Verankerungsgrad Längsschubversagen oder Biegeschubversagen maßgebend. Eine Längsrissbildung konnte in diesen Versuchen nicht beobachtet werden (vgl. Kap. 7.4). Die in Abb. 3.5 schematisch dargestellte Überschneidung des Versagensbereichs zwischen Längsschub- und Querkraftversagen wird bestätigt.

Im Rahmen dieser Arbeit wurden 23 Versuche durchgeführt. Alle Versuchskörper verfügten über ausreichende Tragreserven, um nach Schlupfbeginn noch eine hinreichend große Laststeigerung zu erfahren und damit als duktil zu gelten. Hierfür muss nach *DIN EN 1994-1-1 2010* die maximale Grenztraglast F_u die bei 0.1 mm Schlupf gemessene Last $F_{0.1}$ um mindestens 10 % überschreiten.

Aus Untersuchungen zum Verbundträger lässt sich ableiten, dass gegenüber Versuchen unter Streckenlasten aus Einzellasten in der Regel geringere Relativverschiebungen resultieren (vgl. *Schanzenbach 1989*). Die Beanspruchung der Verbundfuge ist damit im Drei-Punkt-Biegeversuch leicht reduziert. Im Ergebnis sind gegenüber einem vergleichbaren Versuch unter einer Streckenlast höhere Verbundspannungen bei kleinerem Schlupf zu erwarten. Die Versuchsergebnisse zeigten jedoch, dass trotz der Abweichung vom üblichen Vier-Punkt-Biegeversuch die Ergebnisse innerhalb des zu erwartenden Streubereiches lagen und mit den Ergebnissen von Versuchen entsprechend *DIN EN 1994-1-1 2010* gut zu vergleichen sind.

Die experimentell ermittelte Höchstlast wurde aufgrund des unterschiedlichen Prüfaufbaus in die im Versuch ertragbare Querkraft V_u umgerechnet. Sie beinhaltet die aufgebrachte Kraft des Prüfzylinders, das Gewicht der Lasteinleitungsvorrichtung und das Eigengewicht der Platte. Im Allgemeinen sind die Angaben auf eine Breite von einem Meter bezogen und werden dementsprechend in einer Einheit pro Meter ausgewiesen.

Im Folgenden werden die aufgezeichneten Messergebnisse in gekürzter Form nach der Verbundlänge und Betonart getrennt einander gegenübergestellt. In der Datenbasis im Anhang B werden weitere Ergebnisse aufgelistet.

6.3.2 Verbunddecken mit kurzer Schublänge und L_{wac}

Die Versuche wurden in drei unterschiedlichen Varianten durchgeführt. Es wurden SuperHolorib-Profile ohne Endverankerung (V_{LC} 1 bis V_{LC} 5), glatte Holorib-Profile mit Endverankerung (V_{LC} 6 bis V_{LC} 9) sowie SuperHolorib-Profile mit Endverankerung (V_{LC} 10 bis V_{LC} 16) getestet. Als Endverankerungsmaßnahme wurde der bisher für Leichtbetonverbunddecken nicht zugelassene Blechverformungsanker (BVA) gewählt. Der BVA wurde als Hammerschlagdübel entsprechend der Zulassung für Verbunddecken mit Normalbeton ausgeführt. Die Biegeschubslankheit a/d in den Versuchen lag bei 3.2 und ca. 4.0. In den Versuchen mit einer Schlankheit von $a/d = 3.2$ konnte gegenüber Versuchen mit einer Schlankheit von 4.0 exponentiell höhere Traglast erzielt werden. Dabei zeigte sich ein typisches Längsschubversagen das dem Versagensbild von Normalbeton ähnelte.

Ab einer Schlankheit von $a/d \approx 4.0$ wurde in Versuchen mit SuperHolorib-Blechen ohne BVA und einem Verankerungsgrad zwischen $0.39 \geq \eta \geq 0.50$ immer ein ausgeprägtes Biegeschubversagen festgestellt. Versuchskörper mit glatten Holorib-Blechen und einer Endverankerung zeigten hingegen reines Längsschubversagen ohne Ausbildung eines Biegeschubrisses. Das Blech wurde durch die kombinierte Wirkung aus Flächenverbund und BVA zu etwa 40 % verankert. In den Versuchen der Variante SuperHolorib-Profil und BVA konnten beide Versagensarten bei Verankerungsgraden zwischen $0.53 \geq \eta \geq 0.71$ beobachtet werden. Die durchgeführten Versuche waren aufgrund der sehr geringen Streuungen gut vergleichbar. Die in den Versuchen mit Blechverformungsankern (BVA) erreichten Lasten lagen erwartungsgemäß aufgrund des gesteigerten Verankerungsgrades der Bleche oberhalb der Werte der Versuche ohne Endverankerungsmaßnahme.

Die Versuche V_{LC} 1 bis V_{LC} 16 wurden als Vier-Punkt-Biegeversuche nach den Vorgaben im Anhang der *DIN EN 1994-1-1 2010* geprüft. Dies beinhaltete auch eine

dynamische Belastungsphase zum Zweck der Zerstörung des Haftverbundes. Der Haftverbund wurde zum Teil bereits beim Anfahren der Oberlast zerstört. Der Schlupf stieg dabei bei gleichzeitigem Lastabfall sprunghaft an und nahm innerhalb der vorgeschriebenen 5000 Lastwechsel leicht zu.

Mit Erreichen der Oberlast der zyklischen Beanspruchung waren sämtliche den Versuch kennzeichnenden Biegerisse bereits festzustellen. Der relevante Biegeschubriss hatte sich zu diesem Zeitpunkt noch nicht ausgebildet (vgl. Abb. 6.13). Dessen Entstehung verzögerte sich mit steigendem Verankerungsgrad des Blechs.

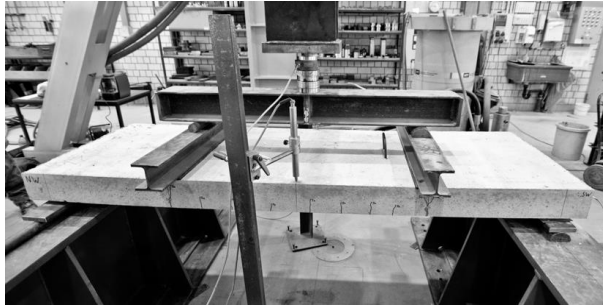


Abb. 6.13: Typisches Rissbild nach Lösen des Haftverbundes von Verbunddecken aus Leichtbeton und kurzer Verbundlänge.

Fig. 6.13: Typical crack pattern of composite slabs with a short composite length and made of lightweight aggregate concrete after exceeding the adhesive bond.

Trat Querkraftversagen auf, so war der Biegeschubriss in Versuchen mit Schlankheiten $a/d \leq 4.1$ der einzige erkennbare Riss innerhalb der Verbundlänge. Der Lastabfall bei fortschreitender Rissentwicklung war nur schwach ausgeprägt oder nicht erkennbar. Im Bereich des konstanten Momentes ähnelte das Rissbild dem eines vergleichbaren Verbunddeckenversuchs mit Normalbeton (vgl. Minas 1999). In den Abb. 6.14 bis Abb. 6.17 sind die typischen Rissbilder kurz nach Erreichen der maximalen Traglast für die Versuchskörper V_{LC} 1 bis V_{LC} 16 dargestellt. Die Versagensseite wurde in den Bildern gekennzeichnet.



Abb. 6.14: Biegeschubversagen bei Versuchen mit kurzer Schublänge, SuperHolorib-Profil und Leichtbeton.

Fig. 6.14: Bending shear failure of specimens with a short composite length, SuperHolorib-profile and LWAC.



Abb. 6.15: Längsschubversagen bei Versuchen mit kurzer Schublänge, Holorib-Profil, Blechverformungsankern (BVA) und Leichtbeton.

Fig. 6.15: Longitudinal shear failure of specimens with a short composite length, Holorib-profile, end-anchorage and LWAC.



Abb. 6.16: Biegeschubversagen bei Versuchen mit kurzer Schublänge, SuperHolorib-Profil, Blechverformungsankern (BVA) und Leichtbeton.

Fig. 6.16: Bending shear failure of specimens with a short composite length, SuperHolorib-profile, end-anchorage and LWAC.



Abb. 6.17: Längsschubversagen bei Versuchen mit kurzer Schublänge, SuperHolorib-Profil, Blechverformungsankern (BVA) und Leichtbeton.

Fig. 6.17: Longitudinal shear failure of specimens with a short composite length, Super-Holorib-profile, end-anchorage and LWAC.

Mit beginnender Querkontraktion des Blechs platzte zum Teil die seitliche Betoneinfassung ab (vgl. Abb. 6.14 oder Abb. 6.17). Einflüsse auf das Tragverhalten konnten dabei nicht festgestellt werden. Trotz der BVA trat in den Versuchen mit Werten von ca. 18 mm ein deutlicher Endschlupf auf. Bei Schlupfbeginn waren bereits Verformungen der Blechverformungsanker festzustellen (vgl. Abb. 6.18 und Abb. 6.20).



Abb. 6.18: Blick auf die Stirnseite eines Versuchskörpers mit BVA nach Versuchsende.

Fig. 6.18: View on the front side of a specimen with end-anchorage by forming anchors (BVA).

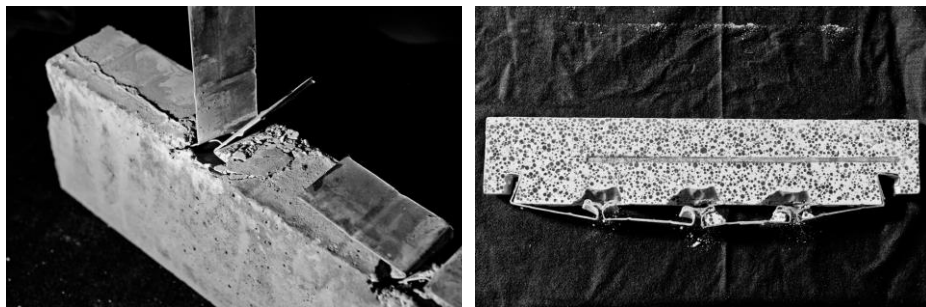


Abb. 6.19: Freigeschnittener BVA im Schnitt direkt hinter der Stirnseite.

Fig. 6.19: Free cutted forming anchor next to the front side of a specimen.

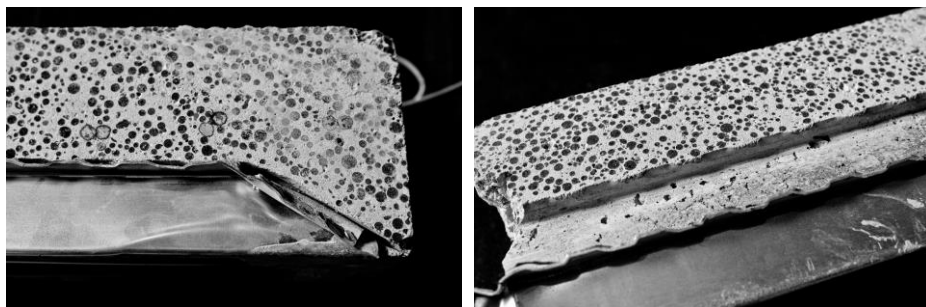


Abb. 6.20: Darstellung der Verformungen im BVA mit Blick auf die freigelegte Verbundfuge.

Fig. 6.20: Typical deflections of the BVA including the view on the bonding joint.

Dabei entspricht das Verformungsbild der getesteten Hammerschlagdübel in Blechen der Dicke 0.75 mm dem Untersuchungsergebnis an BVA in Versuchskörpern mit Normalbeton (vgl. Roik 1977 sowie Roik 1980). Erst nach der maximalen Traglast wurde zusätzlich der Beton unmittelbar im Bereich der BVA zerstört (vgl. Abb. 6.19). An den Betonkonsolen zwischen der Blechprofilierung war trotz der hohen Schlupf-werte keine Zerstörung zu erkennen (vgl. Abb. 6.20).

Gegenüber Versuchen mit langer Schublänge waren die Verformungen der Hochsicken im Auflagerbereich deutlich ausgeprägter (vgl. Abb. 6.21). Bedingt durch die Interaktion zwischen der Auflagerpressung $V_t \cdot \mu$ und der Schubslankheit des Bauteils, besteht in kurzen Körpern infolge der sich auf das Auflager absetzenden Druckstrebe eine höhere Beanspruchung. Direkt oberhalb des Auflagers setzt sich die Druckstrebe auf den Hochsicken im Blech ab, kann dort aber aufgrund des kammartigen Querschnitts des Profils nicht ins Auflager weitergeleitet werden. Mit der Umlenkung der Last in die Tiefsicken nehmen dabei die Verformungen des Blechs und damit die Querkugbeanspruchung im Beton zu (vgl. Kap. 7.4).

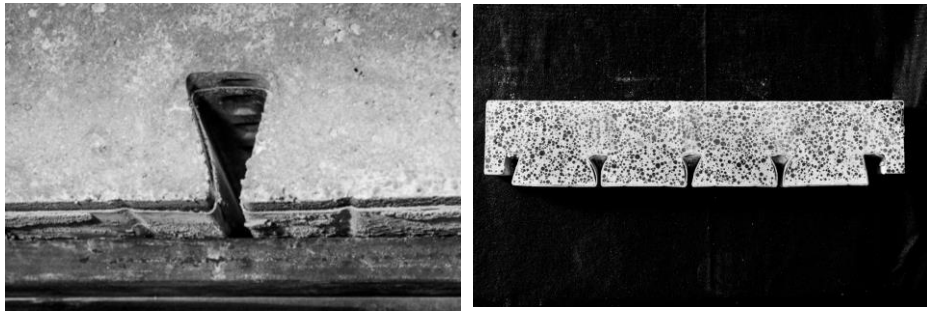


Abb. 6.21: Verformungen des Profils im Auflagerbereich bei Versuchen mit kurzer Schublänge.

Fig. 6.21: Deflections of the webs of the profile above the support by specimens with a short composite length.

Nachfolgend wird ein Auszug der Versuchsergebnisse der Versuchsserie V_{LC} 1 bis V_{LC} 16 in Tab. 6.7 dargestellt. Die vollständigen Ergebnistabellen mit weiteren Informationen und einer Auswertung nach *DIN EN 1992-1-1 2011* befindet sich in Anhang B.4.

Angegeben wurde der Teilverdübelungsgrad η , die Verbundspannung τ_M sowie das im Versuch erreichte Moment als Verhältniswert bezogen auf die vollplastische Momententragfähigkeit M_{pl} . Die Verbundspannung τ_M entspricht dem Mittelwert der Scherfestigkeit unter Annahme einer konstanten Verteilung entlang der Schublänge und errechnet sich aus der verankerten Stahlzugkraft dividiert durch die Profilgrundfläche zwischen Deckenende und Lasteinleitung. Der Schlupf $s_{L,u}$ und die Durchbiegung w_u in Spalte 5 und 6 sind die messtechnisch erfassten Werte beim erreichten Peak der Querkraft V_u . Die Versuche gelten nach den Anforderungen der *DIN EN 1994-1-1 2010* als duktil (vgl. Spalte 7 und 8). In Spalte 9 wurde die Versagensform der Versuche festgehalten.

Tab. 6.7: Versuchsergebnisse der Versuchskörper mit kurzer Schublänge und Leichtbeton.

Table 6.7: Results of the test specimens with a short composite length made of lightweight concrete.

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	no.	η [-]	τ_M [N/mm ²]	M / M_{pl} [-]	$s_{L,u}$ [mm]	w_u [mm]	$V_{0.1}$ [kN/m]	V_u [kN/m]	kind of failure
2	V _{LC} 1	0.27	0.259	0.45	5.5	23.4	27	56	longitudinal shear
3	V _{LC} 2	0.41	0.345	0.59	4.4	25.1	39	61	vertical shear
4	V _{LC} 3	0.39	0.328	0.57	4.4	28.3	37	59	vertical shear
5	V _{LC} 4	0.41	0.341	0.59	5.2	25.8	29	60	vertical shear
6	V _{LC} 5	0.49	0.393	0.66	4.8	26.4	37	65	vertical shear
7	V _{LC} 6	0.40	0.360	0.56	3.6	24.1	32	67	longitudinal shear
8	V _{LC} 7	0.42	0.315	0.59	4.9	24.9	32	56	longitudinal shear
9	V _{LC} 8	0.45	0.3564	0.62	4.4	26.5	30	62	longitudinal shear
10	V _{LC} 9	0.40	0.3168	0.58	3.9	24.2	35	57	longitudinal shear
11	V _{LC} 10	0.53	0.509	0.69	6.0	31.6	30	85	longitudinal shear
12	V _{LC} 11	0.71	0.591	0.82	6.1	40.6	33	80	vertical shear
13	V _{LC} 12	0.63	0.529	0.76	5.4	38.1	36	80	longitudinal shear
14	V _{LC} 13	0.57	0.479	0.72	4.7	33.1	43	74	longitudinal shear
15	V _{LC} 14	0.59	0.493	0.74	5.7	42.3	43	76	vertical shear
16	V _{LC} 15	0.69	0.577	0.80	3.8	35.6	39	83	vertical shear

Abb. 6.22 bis Abb. 6.24 zeigen die Querkraft-Verformungs- und Querkraft-Schlupf-Kurven der getesteten Versuchsreihe. Die Kurven werden entsprechend der vorgestellten Versuchsvariante gruppiert dargestellt. Der Bereich der dynamischen Vorbelastung wurde aus Darstellungsgründen ausgespart, ist jedoch weiterhin an der Lücke in den Kurven zwischen der ersten und letzten Lastamplitude zu erkennen.

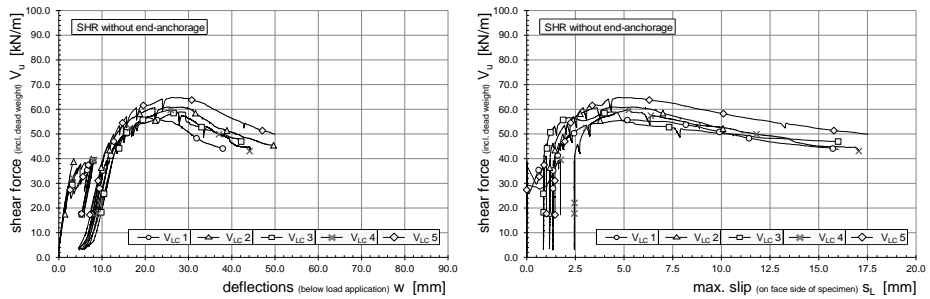


Abb. 6.22: Querkraft-Durchbiegungs- und Querkraft-Schlupf-Kurven der SuperHolorib-Versuche ohne Endverankerung (V_{LC} 1 bis V_{LC} 5).

Fig. 6.22: Shear force-deflection- and shear force-slip-curves of the specimens with SuperHolorib sheet without end-anchoring (V_{LC} 1 to V_{LC} 5).

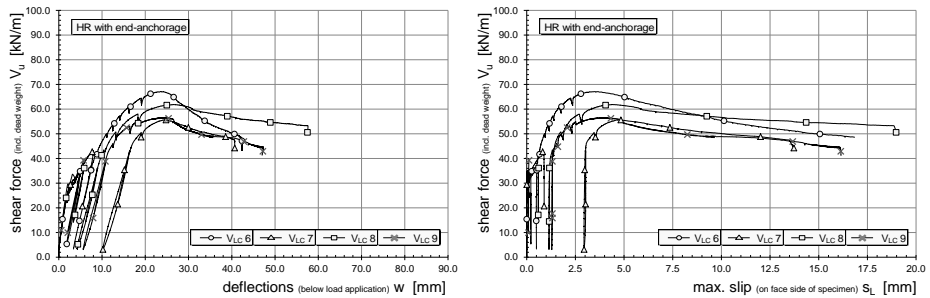


Abb. 6.23: Querkraft-Durchbiegungs- und Querkraft-Schlupf-Kurven der Holorib-Versuche mit Endverankerung (V_{LC} 6 bis V_{LC} 9).

Fig. 6.23: Shear force-deflection- and shear force-slip-curves of the specimens with Holorib sheet with end-anchoring (V_{LC} 6 to V_{LC} 9).

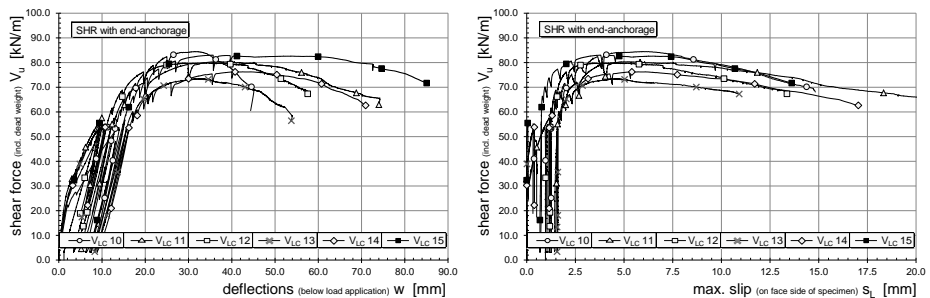


Abb. 6.24: Querkraft-Durchbiegungs- und Querkraft-Schlupf-Kurven der SuperHolorib-Versuche mit Endverankerung (V_{LC} 10 bis V_{LC} 15).

Fig. 6.24: Shear force-deflection- and shear force-slip-curves of the specimens with SuperHolorib sheet with end-anchoring (V_{LC} 10 to V_{LC} 15).

6.3.3 Verbunddecken mit mittlerer bis langer Schublänge und Lwac

Zur Verifizierung des Querkraftversagens und des Bereichs, in dem Querkraftversagen auftreten kann, wurden acht weitere Versuche (V_{LC} 16 bis V_{LC} 23) mit langer Verbundlänge mit und ohne Endverankerungsmaßnahmen sowie mit und ohne Querbewehrung untersucht (vgl. Tab. 6.2). Mit den Versuchen sollten die Versuchsergebnisse aus den Projekten *Kurz und Mechtcherine 2009* und *Kurz und Hartmeyer 2010* sowohl bestätigt als auch ergänzt werden. Besondere, das Querkraftversagen einleitende Maßnahmen wurden bei den Versuchskörpern mit Schlankheitsverhältnissen a/d größer 6 nicht getroffen.

Der bereits in den Versuchen mit kurzer Schublänge zu beobachtende Versagenshergang wiederholte sich in diesen Versuchen. Der Versagensriss war durch einen Versatz der Rissufer und einen langgestreckten horizontalen Ast, der bis hin zur Stelle des maximalen Biegemomentes verläuft, gekennzeichnet. Statt eines einzelnen Biegeschubrisses bildeten sich innerhalb des längeren Verbundbereichs teilweise zwei geneigte Schubrisse aus. Wurden die Versuche mit Endverankerungsmaßnahmen ausgeführt, konnte stets nur ein einziger Biegeschubriss festgestellt werden. Der Abstand zwischen Biegeschubriss und Lasteinleitungsstelle ist durch den Verankerungsgrad beeinflusst. Nimmt dieser zu, bildet sich der Riss in einem Punkt näher zur Lasteinleitung. Mit dem in Abb. 6.25 gezeigten charakteristischen Rissbild bei langen Versuchskörpern wurde die Ähnlichkeit des Versagensbildes mit den Versuchen bei kurzer Schublänge mit und ohne Endverankerung ersichtlich.



Abb. 6.25: Typisches Versagensbild bei Verbunddecken mit langer Verbundlänge ohne (links) und mit Blechverformungsanker (rechts).

Fig. 6.25: Typical failure mode of composite slabs with a long composite length without (left) and with forming anchor as an end-anchorage (right).

Die bereits in *Kurz und Mechtcherine 2009* getroffenen Aussagen zur Längsrissbildung bestätigten sich. Der Zeitpunkt des Versagens durch Längsrissbildung und das Querkraftversagen fielen annähernd zusammen. Sämtliche Versuchskörper der Serie V_{LC} 16 bis V_{LC} 23 zeigten die Tendenz zum Längsspalt (vgl. Abb. 6.26). Entgegen den Beobachtungen bei Versuchen mit kurzer Schublänge waren stets Längsrisse an den Stirnseiten der Deckenkörper zu erkennen. Wie bei der Erläuterung des Modells zu Bestimmung der erforderlichen Querbewehrung angenommen (vgl. Kap. 6.2.1), trat der erste Längsriss an einer äußeren Sicke auf.

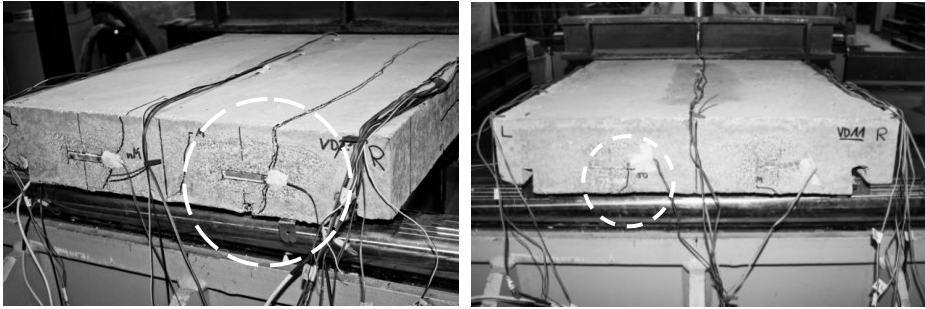


Abb. 6.26: Darstellung der Längsrisssbildung unbewehrter Körper (links) und Versuchskörper mit lokaler Querbewehrung zur Vermeidung der Rissbildung (rechts).

Fig. 6.26: Longitudinal cracks at the face side of the specimens without (left) and with (right) transversal reinforcement to avoid cracking.

In Versuchen mit Querbewehrung wurde der Rissfortschritt in Höhe der eingelegten Bewehrung behindert. In unbewehrten Körpern setzte sich der Riss hingegen bis zur Deckenoberkante fort und führte im Nachbruchbereich zu einem Aufspalten der Decke in Deckenlängsrichtung. Die Versuche in *Kurz und Hartmeyer 2010* zeigten, dass das Spalten nicht immer nach Erreichen des maximalen Scherwiderstandes auftreten muss. Bei der Versuchsdurchführung trat trotz fortgeschrittener Biegeschubrisssbildung das Spalten vor dem Querkraftversagen auf und stellte damit das maßgebende Versagenskriterium dar.

Die zu den Versuchen gehörenden Verformungsdiagramme sind in den Abb. 6.27 und Abb. 6.28 dargestellt.

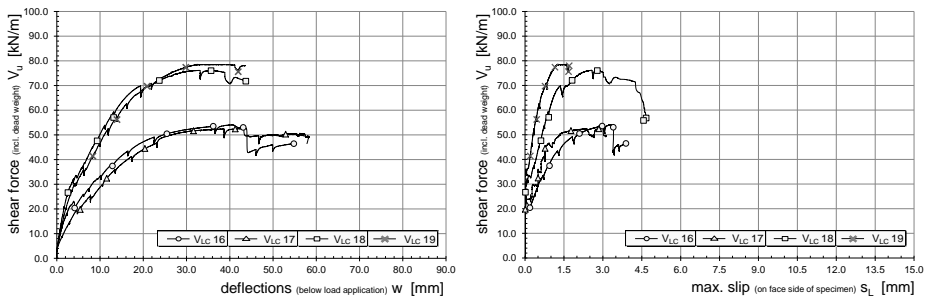


Abb. 6.27: Querkraft-Durchbiegungs- und Querkraft-Schlupf-Kurven der SuperHolorib-Versuche zur Bewertung der Wirkung einer Querbewehrung.

Fig. 6.27: Shear force-deflection- and shear force-slip-curves of the specimens to evaluate the influences the traforcensversal reinforcement.

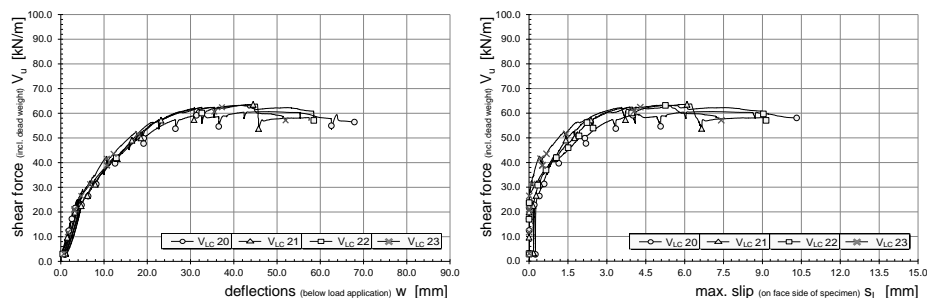


Abb. 6.28: Querkraft-Durchbiegungs- und Querkraft-Schlupf-Kurven der SuperHolorib-Versuche mit langer Schublänge und LWAC.

Fig. 6.28: Shear force-deflection- and shear force-slip-curves of the specimens with a long composite length and LWAC.

Die Versuchsergebnisse werden in Tab. 6.8 aufgeführt. Wie bei Querkraftversagen üblich, weichen die Versuchsergebnisse nur wenig voneinander ab. Die Versuche gelten als duktil. Die Verformungswerte für Schlupf (Spalte 5) und Durchbiegung (Spalte 6) bei maximaler Traglast lagen für Leichtbeton im erwarteten Bereich.

Tab. 6.8: Versuchsergebnisse der Versuchskörper mit mittlerer bis langer Schublänge und Leichtbeton.

Table 6.8: Results of the specimens with a medium up to long composite length made of lightweight concrete.

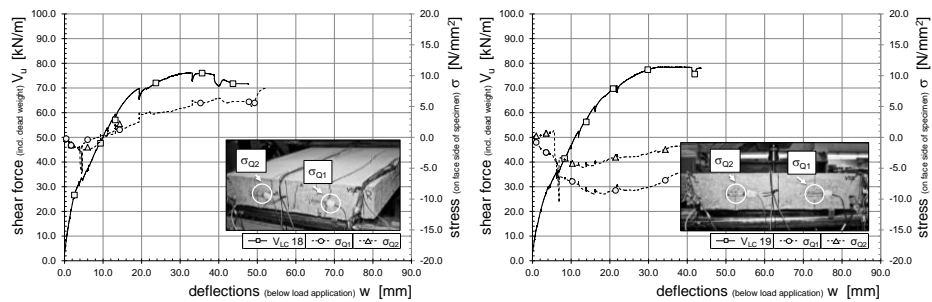
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	no.	η [-]	τ_M [N/mm ²]	M / M_{pl} [-]	$S_{L,u}$ [mm]	w_u [mm]	$V_{0,1}$ [kN/m]	V_u [kN/m]	kind of failure
2	V _{LC} 16	0.96	0.457	0.98	3.3	40.3	22	54	vertical shear
3	V _{LC} 17	0.96	0.457	0.96	3.0	42.8	24	53	vertical shear
4	V _{LC} 18	0.98	0.648	0.99	2.8	35.8	32	76	vertical shear
5	V _{LC} 19	1.00	0.661	1.00	1.0	25.7	36	79	vertical shear
6	V _{LC} 20	0.59	0.431	0.73	7.1	48.1	24	61	vertical shear
7	V _{LC} 21	0.64	0.452	0.64	6.2	45.3	24	64	vertical shear
8	V _{LC} 22	0.63	0.460	0.76	5.4	41.3	28	63	vertical shear
9	V _{LC} 23	0.63	0.445	0.76	5.1	42.0	32	63	vertical shear

Die in den Versuchen V_{LC} 16 bis V_{LC} 19 an der Querbewehrung durchgeführten Dehnungsmessungen konnten in ihrem Verlauf aufgrund messtechnischer Störungen nicht bewertet werden. Für diese Körper wurde jedoch zusätzlich zur Dehnung der Stabstahlbewehrung auch die Betondehnung direkt auf der Stirnseite des Betons oberhalb der Hochsicken aufgezeichnet (vgl. Abb. 6.26). Von den Dehnungen wurde auf die Spannungsentwicklung zurückgeschlossen. Die Auswertung der Spannungen ist in Abb. 6.29 dargestellt. Im Falle eines langen Verbundkörpers ohne Querbewehrung nahmen die Spannungen an der Stirnseite kritische Werte oberhalb der Betonzugfestigkeit an. Im Versuch war dabei die Entstehung der Längsrisse zu beobach-

ten. Ein Traglastabfall durch die Rissbildung war nicht festzustellen. Erst im Nachbruchbereich, wenn die Längsrisse zum Spalten führten, trat ein schlagartiger Lastabfall ein. In der Durchführung der Versuche $V_{LC} 17$ und $V_{LC} 19$ erwiesen sich die errechneten Querbewehrungsmengen als ausreichend (vgl. exemplarisch Abb. 6.29 – rechtes Diagramm). Auftretende Längsrisse wurden in Höhe der Querbewehrungslage durch die eingelegte Bewehrung am vollständigen Auftrennen gehindert. Ein Verankerungsversagen wurde so vermieden. Eine tragfähigkeitssteigernde Wirkung durch die Querbewehrung wurde nicht festgestellt.

Abb. 6.29: Auswertung der Dehnungsmessung auf den Stirnseiten der langen Versuchskörper ohne (links) und mit (rechts) Querbewehrung.

Fig. 6.29: Evaluation of the strain measurement on the face side of the specimen with a long composite length without (left) and with (right) transversal reinforcement.



6.3.4 Verbunddecken mit mittlerer bis langer Schublänge und N_{wac}

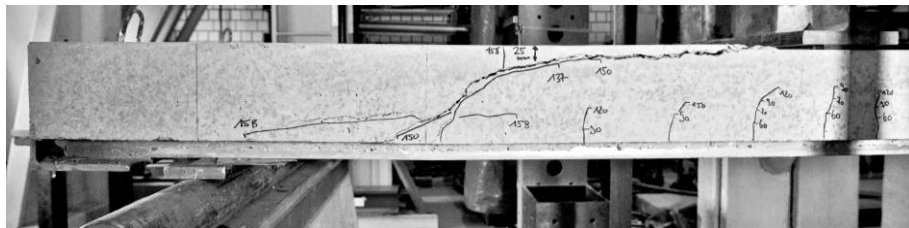
Die Versuchskörper aus Normalbeton waren durch einen schlagartigen Ausfall der ungerissenen Betondruckzone gekennzeichnet. In allen sechs Versuchen konnte ein eindeutiges Querkraftversagen in Folge eines Biegeschubbrisses festgestellt werden. Beim Eindringen in die Druckzone verursachte der Riss einen plötzlichen und drastischen Lastabfall. Ein völliger Kollaps des Systems wurde allein durch das den Versuchskörper unterspannende Verbundblech verhindert. Der maßgebende Biegeschubbriss entstand unmittelbar hinter der endverankerten Zulagebewehrung (vgl. Abb. 6.30).



Abb. 6.30: Typischer Biegeschubriss mit Versagen der Biegedruckzone in Versuchskörpern mit N_{wac} .

Fig. 6.30: Typical bending shear crack with a failure of the concrete compression zone in specimens with N_{wac} .

Direkt auf den Versuchskörpern wurde das Rissbild (vgl. Abb. 6.30 und Abb. 6.31) entsprechend der erreichten Laststufe mit der jeweils aufgetragenen Zylinderlast gekennzeichnet. Der Rissfortschritt des Schrägrisses konnte nur bis zum unteren Rand der Druckzone gekennzeichnet werden. Danach war trotz weiter steigender Belastung erst einmal kein Fortsetzen der Rissbildung zu dokumentieren.



In den Versuchskörpern $V_{NC} 1$ und $V_{NC} 2$ wurden die Betonplatte und das Verbundblech durch Verankerungsmaßnahmen starr miteinander gekoppelt. Das plastische Biegemoment der Versuchskörper wurde im Versuch erreicht. Der Verbundblechquerschnitt konnte damit vollständig verankert werden. Relativverschiebungen an den Stirnseiten der beiden Versuchskörper wurden nicht festgestellt. Die Versuchskörper $V_{NC} 3$ und $V_{NC} 4$ erreichten ebenfalls einen Verankerungsgrad der Profilbewehrung von 100 %. Die Bewehrung war vollständig, aber nicht starr verdübelt. In den beiden Versuchen $V_{NC} 5$ und $V_{NC} 6$ wurde bewusst auf die Anordnung von Kopfbolzendübeln verzichtet und nur BVA angeordnet. Die nominelle Blechdicke betrug in diesen Versuchen 0.75 mm. Mit der gewählten Verankerungsform wurde ein Verdübelungsgrad von knapp 50 % erreicht. Das Verhältnis zwischen mittlerer Momentenbeanspruchung und plastischer Momententragfähigkeit beträgt etwa 90 %.

Die Versuche gelten nach den Regelungen der *DIN EN 1994-1-1 2010* aufgrund der messbaren Laststeigerung nach Erstschlupf um 10 % als duktil. Das Versagen trat in allen Fällen schlagartig ein, was in den Querkraft-Verformungs-Diagrammen nach Abb. 6.33 nochmals deutlich wird. Der hohe Endverankerungsgrad und die Steifigkeit des Normalbetons bedingen die hohe Verformungssteifigkeit. Bis zum Versagen waren trotz Rissbildung nur geringe Lastabfälle im Kurvenverlauf festzustellen.

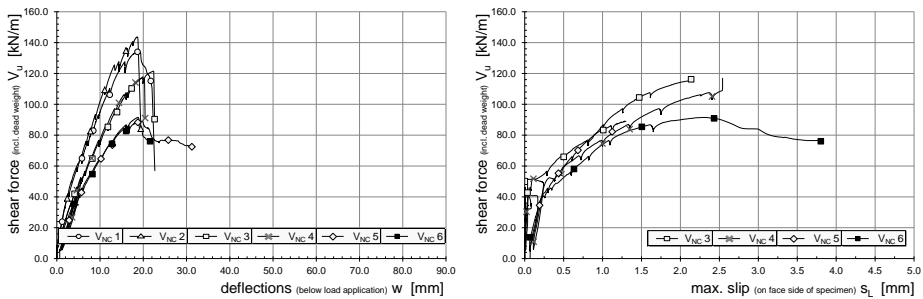


Abb. 6.33: Querkraft-Durchbiegungs- und Querkraft-Schlupf-Kurven der SuperHolorib-Versuche mit zusätzlich gestaffelt angeordneter Längsbewehrung aus Normalbeton.

Fig. 6.33: Shear force-deflection- and shear force-slip-curves of the specimens with a staggered longitudinal reinforcement and normal weight concrete.

Die wichtigsten Versuchsergebnisse sind in Tab. 6.9 aufgeführt. Die Durchbiegungen w_u bei Erreichen der Versagenslast V_u überstiegen in keinem der Versuche die Durchbiegungsbegrenzung von $L / 50$ nach *DIN EN 1994-1-1 2010*. Der maximal messbare Schlupf $s_{L,u}$ an der Stirnseite der Prüfkörper betrug 2.5 mm.

Tab. 6.9: Versuchsergebnisse der Versuchskörper mit mittlerer bis langer Schublänge und Normalbeton.

Table 6.9: Results of the specimens with a medium up to long composite length made of normal weight concrete.

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	no.	η [-]	τ_M [N/mm ²]	M / M_{pl} [-]	$s_{L,u}$ [mm]	w_u [mm]	$V_{0,1}$ [kN/m]	V_u [kN/m]	kind of failure
2	$V_{NC} 1$	1.00	0.463	1.00	-	19.1	--	135	vertical shear
3	$V_{NC} 2$	1.00	0.463	1.00	-	18.5	--	144	vertical shear
5	$V_{NC} 3$	1.00	0.620	1.00	2.1	22.3	36	122	vertical shear
6	$V_{NC} 4$	1.00	0.620	1.00	2.5	19.5	37	117	vertical shear
7	$V_{NC} 5$	0.53	0.247	0.87	2.2	18.7	29	89	vertical shear
8	$V_{NC} 6$	0.57	0.269	0.90	1.3	19.2	34	91	vertical shear

Die Vergrößerung der Deckendicke in den Versuchen $V_{NC} 1$ und $V_{NC} 2$ von 140 mm auf 200 mm führte bei gleichem Verankerungszustand nur zu einem unterproportionalen Anstieg der Querkrafttragfähigkeit. Weitere Einflüsse der Deckendicke konnten nicht festgestellt werden.

Wie bereits beim Querkraftversagen von Leichtbetonverbunddecken beobachtet werden konnte, waren auch in den Versuchen für Verbunddecken aus Normalbeton bei Querkraftversagen die Sicherheitsabstände zwischen dem rechnerischen Bemessungswert $V_{Rd,ct}$ nach *DIN EN 1992-1-1 2011* und der Versagenslast V_u tendenziell zu gering (vgl. Kap. 1).

6.4 Vergleich und Bewertung

Die bisherigen Ergebnisse zeigen bereits, dass gegenüber Verbunddecken aus Normalbeton beim Einsatz konstruktiver Leichtbetone mit einer Reduzierung der Verbundfestigkeiten und Querkrafttragfähigkeiten zu rechnen ist. In der Beschreibung des Querkrafttragverhaltens nach *DIN EN 1992-1-1 2011* wurde ein Sicherheitsdefizit festgestellt. Eine kritische Minderung der Tragfähigkeiten kann generell bei der Verwendung von Betonen mit einem niedrigen Zug- zu Druckfestigkeitsverhältnis auftreten. Dies wurde bereits durch die Forschungsarbeit von *Basher et al. 2011* bestätigt. *Basher* untersuchte in Vier-Punkt-Biegeversuchen Decken aus einer Kombination aus Verbundprofil und Palmöl-Klinker-Beton. Dabei wurden vergleichbare Beobachtungen gemacht, wobei die explizite Untersuchung des Querkraftversagens ausblieb.

Der Schubslankheitsbereich, in dem Querkraftversagen zu erwarten ist, kann aufgrund der unterschiedlichen Verbundeigenschaften der gängigen Verbundblechtypen und der anzuwendenden Teilverbundtheorie nicht eingeschränkt werden. Eine Einordnung in das Schubtal von Kani ist aus den in Kap. 4.3 genannten Gründen nicht möglich. Aus den Versuchsergebnissen lässt sich schlussfolgern, dass das spezifische Schubtal für Verbunddecken unabhängig von d und maßgeblich durch die verankerte Zugkraft bestimmt ist. Dabei liegt stets eine Interaktion mit der Längsschubbeanspruchung vor. Es ist nicht zu erwarten, dass ein Bereich mit reinem Querkraftversagen identifiziert werden kann.

Ist zum Zeitpunkt der abgeschlossenen Schrägrissbildung die Tragkapazität des Verbundblechs noch nicht erreicht, wird in Verbunddecken mit Leichtbeton und Schubslankheiten größer als 6 das Längsspalten versagensmaßgebend. Die mögliche Querkrafttragfähigkeit der Versuchskörper wird dann nicht erreicht. Die Ausbildung eines Biegeschubrisses konnte dabei zwar beobachtet werden, kritische Rissbreiten oder der versagensmaßgebende Versatz der Rissufer blieben jedoch aus (vgl. Abb. 6.34).

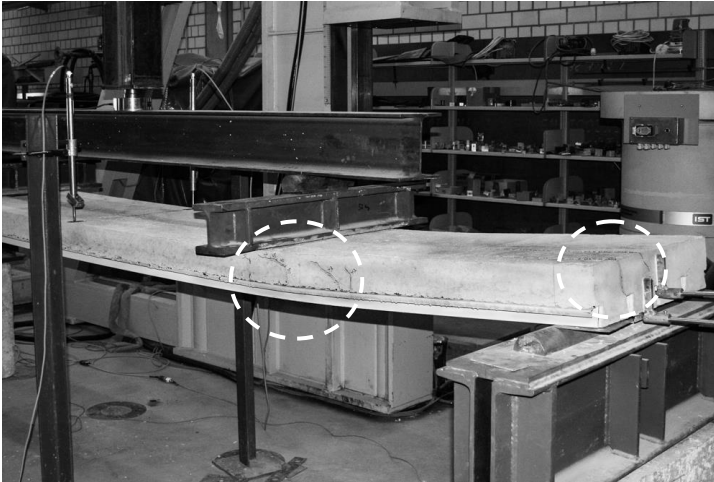


Abb. 6.34: Versuchskörper mit Biegeschubrissen ohne Versatz der Rissufer und die versagensmaßgebenden Deckenlängsrisse aus *Kurz und Hartmeyer 2010*.

Fig. 6.34: Specimen with bending shear cracks but without vertical displacements between the crack surfaces and with decisive longitudinal cracks at the face side (*Kurz und Hartmeyer 2010*).

Die Längsrisssbildung folgt aus einer Querkontraktion des Blechs (vgl. Abb. 6.35). An den Deckenenden erreichen die durch die Blechverformung induzierten Querkzugspannungen die Betonzugfestigkeit, was zu Rissen oberhalb der Hochsicken führt. In Versuchen mit kurzer Schublänge war aufgrund der hohen Auflagerpressung eine Querbewehrung nicht erforderlich.

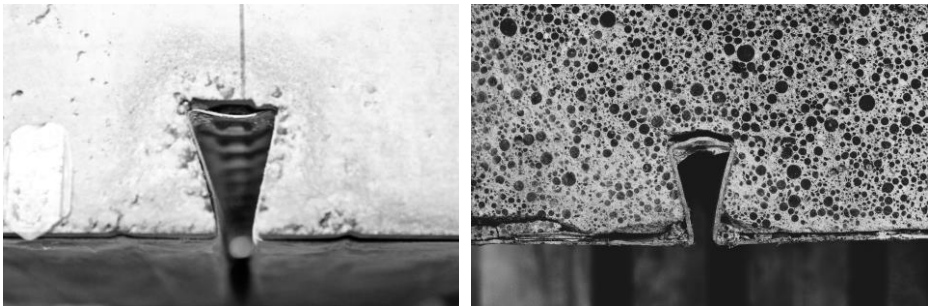


Abb. 6.35: Verformungen im Blech in Auflagernähe.

Fig. 6.35: Deformation of the composite sheet next to the support.

Die teils zu beobachtende Längsrissbildung und das daraus resultierende Spalten der Deckenkörper kann als Verankerungsversagen bezeichnet werden. Die Mechanismen, die zur Rissentstehung führen, sollen in Kap. 7 näher erläutert werden.

Die durchgeführten Versuche mit Querbewehrung zeigten, dass die mit dem vereinfachten Modell berechneten Querbewehrungsmengen ausreichend sind, um das Spalten der Decken zu vermeiden. Das Modell ist jedoch für die Zukunft gemäß den Erläuterungen nach Kap. 6.2.1 für dickere Verbundbleche und andere Blechgeometrien anzupassen. Einen Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten konnte durch die einzulegende Querbewehrung nicht festgestellt werden.

Der Widerstand gegen Verformungen im Blech erhöht sich überproportional mit steigender Blechdicke und wird zudem vom E-Modul des Betons beeinflusst. Mit sinkendem E-Modul des Betons vergrößert sich der Einfluss der Querbiegung, wodurch die Effizienz des Flächenverbundes nachlässt. Die notwendige Kompensierung durch Klemmeffekte ist bei Leichtbeton wegen dem niedrigen E-Modul nur eingeschränkt möglich.

Die Verbundwirkung von Endverankerungsmaßnahmen (Kopfbolzendübel und/oder Blechverformungsanker) wird zur Tragfähigkeit des Flächenverbundes addiert und erhöht so den Verankerungsgrad des Profilblechs. Durch den bei Leichtbeton gegenüber Normalbeton allgemein schwächeren Verbund des Verbundblechs steigt die Effektivität von Verankerungsmitteln in Verbunddecken aus Leichtbeton an. Dies bestätigt der Vergleich der Versuche V_{LC} 16 und V_{LC} 17 mit den Versuchen V_{NC} 5 und V_{NC} 6. Bei ähnlicher Verbundlänge und gleicher Endverankerungsform durch Hammerschlagdübel wurde in den Versuchen mit Leichtbeton ein höherer Verankerungsgrad erreicht. Zusammen mit den Forschungsergebnissen aus *Roik 1977*, *Roik 1980* und *Faust 2002* soll dies in Kap. 7 in der Betrachtung des Längsschubtragverhaltens weiter beurteilt werden.

Die Versuchsdurchführung von endverankerten Holorib-Profilen mit kurzer Verbundlänge weisen durch das eintretende reine Längsschubversagen darauf hin, dass mit einer verbesserten Verbundwirkung ein Querkraftversagen vermieden werden kann. Maßnahmen zur Steigerung des Flächenverbundes, wie beispielsweise Endverankerungsmaßnahmen oder das Einprägen einer Profilierung ins Blech, führen dabei zu einer Vergrößerung des Traganteils der ungerissenen Druckzone und zur Aktivierung der Rissverzahnung durch Reduzierung der Rissbreiten. Dabei steigt der Widerstand gegen Längsschubversagen schwächer an, als die Querkrafttragfähigkeit der Verbunddecke. Dies bestätigt sich in der Durchführung identisch ausgeführte Versuchskörper mit SuperHolorib-Profilen. Bei denen aufgrund der zu geringen Zugkraftverankerung die aktivierte Druckzone nicht ausreichte, um das Querkraftversagen sicher zu vermeiden. Versuchskörper mit SuperHolorib-Profilen und Kopfbolzendübeln zeigen hingegen mitunter Längsschubversagen.

Das Versagens- und Rissbild spricht für die Bedeutung der Eigensteifigkeit des Verbundblechs im Versagenshergang von Verbunddecken unter Schubbeanspruchung. Da bei größeren Blechdicken die Steifigkeit und Tragfähigkeit überproportional ansteigt, ist dies in der Beschreibung des Querkrafttragverhaltens auf geeignete Weise zu berücksichtigen.

7 Ein Beitrag zum Längsschubtragverhalten von Verbunddecken

7.1 Einführung

Im Zuge der Untersuchungen zum Querkraftversagen von Verbunddecken konnten auch weiterführende Erkenntnisse zum Längsschubtragverhalten gewonnen werden. Diese sind zur Klärung des Querkrafttragverhaltens nicht zwingend erforderlich, führen jedoch zu einem besseren Verständnis des komplexen Tragverhaltens von Verbunddecken mit Normal- und Leichtbeton. Die anhand der Versuche und deren Auswertung abgeleiteten Zusatzinformationen sind jedoch durch geeignete Versuche zu bestätigen. Hierfür notwendige gezielte Untersuchungen waren nicht Gegenstand dieser Arbeit. Die in diesem Kapitel gegebenen Informationen werden wegen des Anspruchs auf Vollständigkeit dokumentiert und sollen zukünftige Forschungsaufgaben unterstützen.

Die innerhalb der Verbundfuge auftretenden Längsschubspannungen sind entscheidend für den Verankerungszustand des Verbundblechs und in direkter Konsequenz maßgebend für den Versagensfall. Hierbei sind das Längsschubversagen, das Verankerungsversagen, Querkraftversagen und das Biegeversagen zu unterscheiden. Bisherige Ansätze wie die m+k-Methode oder die Teilverbundtheorie genügen für eine Längsschub- und Biegebemessung, können jedoch aufgrund ihrer Annahmen nur als Näherungslösungen mit zumeist sehr einfacher Abbildung des Tragverhaltens angesehen werden. Die Verbunddeckenversuche mit Leichtbeton haben gezeigt, dass zwischen den verschiedenen Versagensarten fließende Übergänge bestehen. Die Versagensart wie z.B. die Längsrissbildung oder das Querkraftversagen nehmen dabei deutlichen Einfluss auf die Gebrauchstauglichkeit der Decken. Klare Vorhersagen zur Versagensform in Abhängigkeit von der konstruktiven Ausbildung der Verbunddecke sind nur bedingt möglich. Aus wissenschaftlicher Sicht bedarf es daher einem Konzept zur Abgrenzung der Versagensformen. In den folgenden Unterkapiteln soll ein Ansatz nach *Patrick 1993a* und *Patrick 1993b* aufgegriffen und durch die Ergebnisse der eigenen Arbeit ergänzend betrachtet werden.

7.2 Schlupfentwicklung und Dehnungsverteilung im Querschnitt

Wird der Verbund zwischen Blech und Beton überwunden, wird durch die in den Verbundquerschnitt eingeleitete Kraft der Beton über das Blech geschoben. Um die Entwicklung des Schlupfs dabei aufzuzeigen, wurden während der Versuchsdurchführung von Versuchskörpern mit langer Verbundlänge an mehreren Stellen entlang der Verbundfuge die auftretenden Relativverschiebungen aufgezeichnet (vgl. Kap. 6.2.3).

In den Versuchskörpern $V_{LC\ 20}$ und $V_{LC\ 22}$ wurden zusätzlich zum Schlupf am Untergurt, auch die Relativverschiebungen am Obergurt gemessen (vgl. Abb. 7.1).

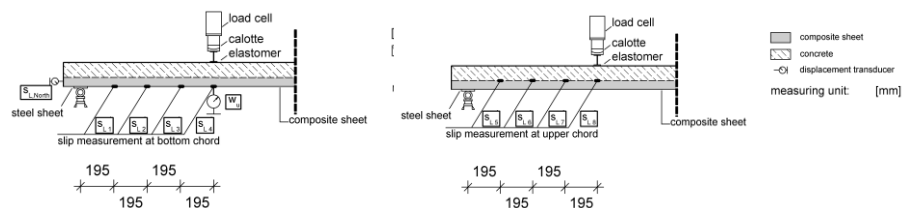


Abb. 7.1: Position der Messstellen der Schlupfentwicklung entlang der Verbundlänge am Unter- (links) und Obergurt (rechts) (vgl. Abb. 7.2).

Fig. 7.1: Position of the measurement of slip along composite length at the bottom (left) and upper chord (right) (see Fig. 7.2).

Der maximale Schlupfwert wird durch die Verbundlänge und durch Endverankerungsmaßnahmen beeinflusst. Nach Lösen des Haftverbundes bis zum Erreichen der maximalen Traglast entwickelt sich der Schlupf bei Verbunddecken mit Leichtbeton annähernd linear und am Unter- sowie Obergurt in etwa gleich. Damit sind die Relativverschiebungen zwischen Versagensriss und Deckenrand konstant. Innerhalb einer Versuchsserie, d. h. bei gleicher Versuchsgeometrie und vergleichbaren Werkstoffeigenschaften, sind die Streuungen des Maximalwerts der Relativverschiebungen gering (vgl. Anhang B.4.1). Die in Abb. 7.2 dargestellten Ergebnisse sind repräsentativ für die Versuche aus Leichtbeton.

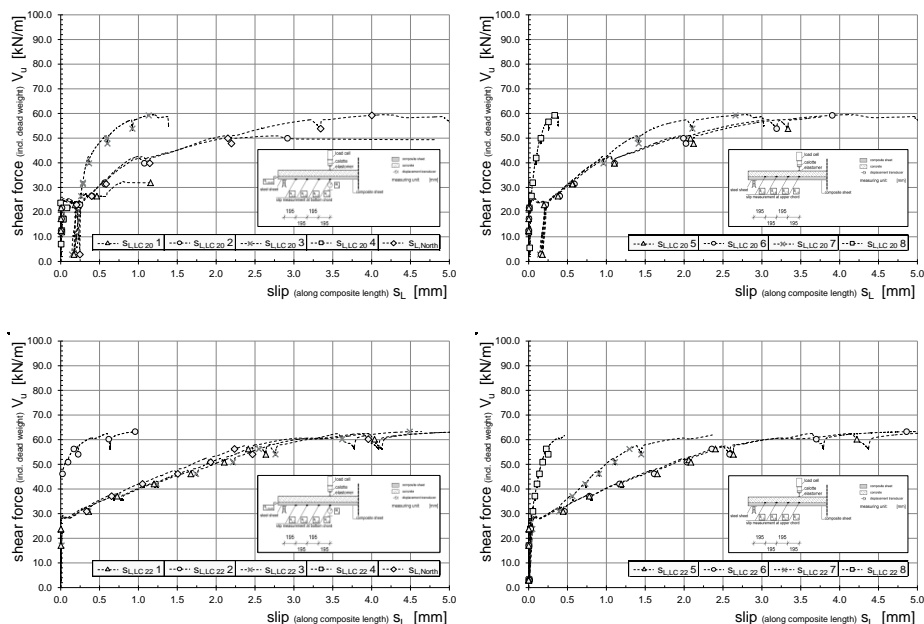


Abb. 7.2: Gegenüberstellung der Schlupfentwicklung am Unter- (links) und Obergurt (rechts) der Versuchskörper V_{LC} 20 und V_{LC} 22.

Fig. 7.2: Comparison of the results of the slip measurement at the bottom (left) and upper chord (right) of the specimens V_{LC} 20 and V_{LC} 22.

In den Versuchen mit Normalbeton kann in vergleichbaren Schlupfmessungen (vgl. Abb. 7.3) ein zum Rand hin abnehmender Wert festgestellt werden.

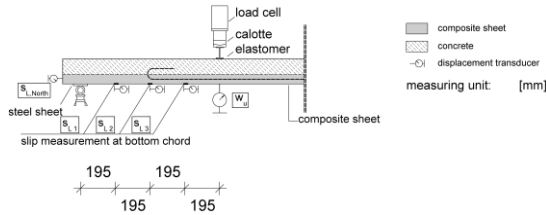


Abb. 7.3: Verteilung der Wegaufnehmer entlang der Verbundlänge von Versuchskörpern aus NWAC. Detaildarstellung für Abb. 7.4.

Fig. 7.3: Instrumentation along composite length of composite slabs with NWAC. Detail to Fig. 7.4.

Dabei zeigte der Wegaufnehmer in der Mitte, am Übergang zur zusätzlich angeordneten Längsbewehrung, den größten Schlupfwert an und zeichnete aufgrund seiner Lage vornehmlich die Rissbildung auf. Aufgrund der gesteigerten Biegetragfähigkeit in Feldmitte wurde im Bereich der Verstärkung keine Biegerissbildung festgestellt. Der reduzierte Schlupfwert des inneren Wegaufnehmers entsprach daher der Erwartung. Mit dem äußeren Wegaufnehmer wurden jedoch ebenfalls kleinere Werte wie im mittleren Verbundbereich aufgezeichnet (vgl. Abb. 7.4). Da der am Rand gemessene Schlupf der Summe der Relativverschiebung und der Rissbreiten über die Verbundlänge entspricht, bedeuten kleinere Werte eine Verankerung der Bewehrung durch den Flächenverbund.

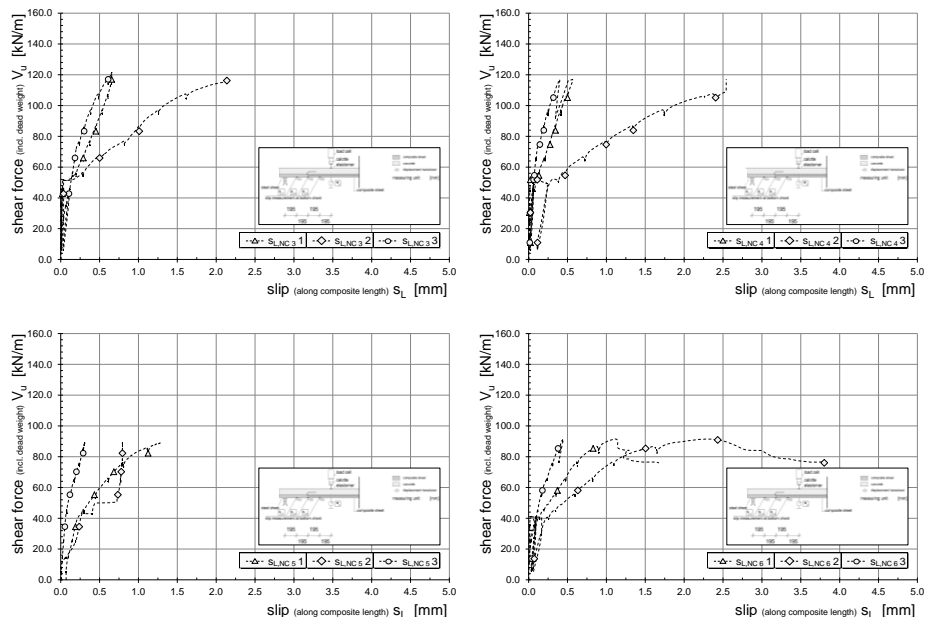


Abb. 7.4: Verlauf der Relativverschiebungen an der Unterseite der Versuche der Serie V_{NC} 3 bis V_{NC} 6.

Fig. 7.4: Slip curves at bottom chord of the test series V_{NC} 3 to V_{NC} 6.

Aus den Untersuchungsergebnissen kann geschlussfolgert werden, dass die Relativverschiebungen von innen nach außen hin anwachsen. Unterschiede in der Schlupfentwicklung an Ober- und Untergurt sind von marginaler Größe. Der Flächenverbund ist in Normalbetonverbunddecken deutlich tragfähiger, so dass bei großen Verbundlängen hinter dem maßgebenden Versagensriss der Schlupf wieder abgebaut werden kann. In Leichtbeton nimmt hingegen der Schlupf nach überundenem Flächenverbund eine konstante Verteilung an. Verbundverluste können durch den schwachen Reibverbund nicht kompensiert werden.

Um Informationen über die Beanspruchung in der Verbundfuge und über die Verteilung der Längsschubspannungen zu erhalten, wurde versucht die Dehnungen im Blech und auf dem Beton aufzuzeichnen (vgl. Kap. 6.2.1). Hierzu wurden über die Verbundlänge konstant verteilte Dehnungsmessstreifen (DMS) aufgebracht. Am Verbundblech wurde auf dem Profiluntergurt sowie auf dem Profilobergurt gemessen. Die Untergurt-DMS wurden von der Außenseite appliziert. Die Applikation der Messtechnik auf dem Obergurt erwies sich aufgrund der Profilgeometrie und der Lage im Beton als äußerst schwierig. Die geringen freien Querschnittsbereiche zwischen der Obergurtprofilierung, Profilverformungen und die schnell ansteigenden Relativverschiebungen erschweren die Funktionsfähigkeit und Genauigkeit der Dehnungsmessstreifen. Die Verkabelung kann leicht abreißen und die Verformungen nehmen störenden Einfluss auf die Messergebnisse. Um dem entgegenzuwirken, wurden sehr kleine DMS verwendet und Entlastungsschlaufen an der Verkabelung angeordnet. Die Verkabelung wurde längs entlang der Stege aus dem Verbundkörper herausgeführt (vgl. Abb. 7.5).



Abb. 7.5: Detailansicht der DMS-Applikation auf dem Obergurt.

Fig. 7.5: Detailed view on the application procedure of the strain gauge on the upper chord of the steel sheet.

Trotz dieser intensiven Bemühungen konnten mit den Messungen keine repräsentativen und verwertbaren Ergebnisse für die Dehnungen am Obergurt gewonnen werden. Damit bestätigten sich die Erfahrungen, die im Forschungsprojekt *Kurz und Mechtcherine 2009* bei der Dehnungsmessung an Leichtbetonverbunddecken gemacht wurden. In Verbunddeckenversuchen aus Normalbeton konnten diese Probleme nicht festgestellt werden (vgl. z. B. *Ackermann 2010*). Die vorhandenen Schwierigkeiten ergeben sich aus der Sprödeheit des Leichtbetons, aus der eine ausgeprägte Rissbildung und hohe Relativverschiebungen resultieren. Die Verformungen im Blech bei Verwendung von Leichtbeton nehmen deutlich zu. Gerade die

Querbiegung im Obergurt beeinflusst dabei die Qualität der Messung mit Längsdehnungsmessstreifen. Eine Beschreibung der Dehnungsebenen im Querschnitt konnte ohne die Messwerte der Dehnungen am Profilobergurt nicht erfolgen. Die vorhandenen Informationen aus den Messergebnissen reichten nicht aus, um den Dehnungssprung in der Verbundfuge zu quantifizieren. Mit Hilfe der Messtechnik sollte ein Verbundspannungs-Schlupf-Gesetz für den verwendeten Verbundblechtyp aufgestellt werden. Um die Tragwirkung des Verbundblechs komplett abbilden zu können, sollte dies nicht wie üblich am Pull-Out-Versuch geschehen, sondern direkt am Biegeversuch. Dies begründet sich darin, dass die simultane Interaktion aus der sich öffnenden Verbundfuge und der damit beeinflussten mechanischen Verbundwirkung sowie der entlang der Verbundlänge unterschiedlich aktivierten Klemmwirkung nur in Biegeversuchen mit variierender Länge aufgezeichnet werden kann.

Die Dehnungen am Profiluntergurt konnten hingegen ebenso wie die Betondehnungen auf der Deckenoberseite weitestgehend ausgewertet werden. Für die Dehnungsmessung wurde die gleiche Lage wie bei der Schlupfmessung gewählt (vgl. Abb. 7.6).

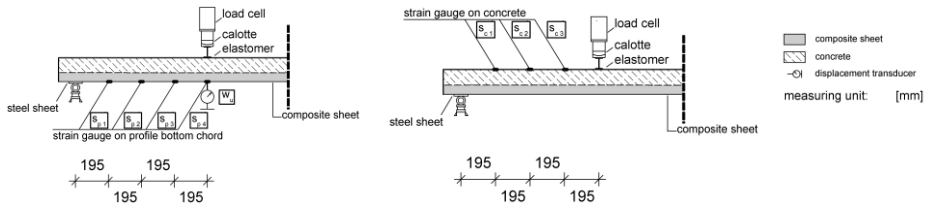


Abb. 7.6: Position der Dehnungsmessstreifen an der Unterseite des Profils (rechts) und auf der Betonoberseite (links).

Fig. 7.6: Position of the strain gauges at the bottom chord of the profile (right) and on the concrete surface (left).

Die charakteristischen Dehnungsverläufe sind für Versuch V_{LC} 20 in der Abb. 7.7 und für Versuch V_{LC} 22 in der Abb. 7.8 dargestellt.

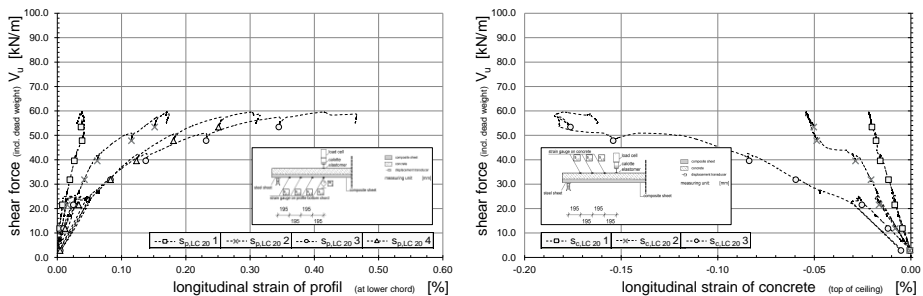


Abb. 7.7: Gegenüberstellung der Dehnungsentwicklung an der Blechunterseite (links) und auf der Betonoberfläche (rechts) für den Versuchskörper V_{LC} 20 (vgl. Abb. 7.8).

Fig. 7.7: Comparison of the strain measurement at the bottom side of the metal sheet (left) and concrete surface (right) of the specimen V_{LC} 20 (see Fig. 7.8).

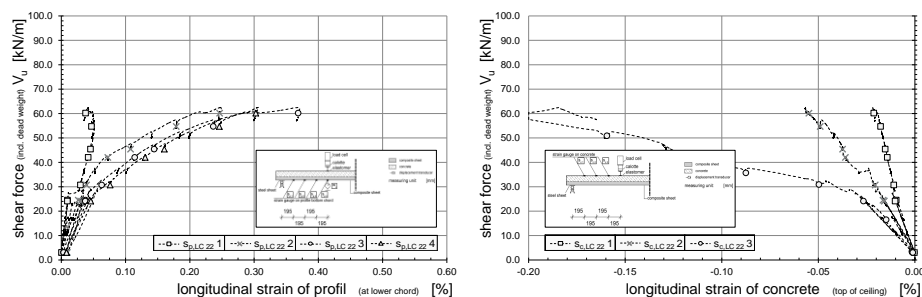


Abb. 7.8: Gegenüberstellung der Dehnungsentwicklung an der Blechunterseite (links) und auf der Betonoberfläche (rechts) für den Versuchskörper V_{LC} 22.

Fig. 7.8: Comparison of the strain measurement at the bottom side of the metal sheet (left) and concrete surface (right) of the specimen V_{LC} 22.

Erwartungsgemäß nehmen die Dehnungen des Profils und die Stauchungen im Beton zur Lasteinleitung hin zu. Der Dehnungszuwachs nach Lösen des Haftverbundes bleibt zwischen den Messstellen bis zur Höchstlast annähernd konstant. Die Dehnungen sind somit näherungsweise linear verteilt. Die Stauchungen im Beton blieben in den Leichtbetonversuchen unterhalb der maximalen zulässigen Grenzdehnung ε_{LCu2} nach DIN EN 1992-1-1 2011, welche sich nach Gl. (7.1) ergibt.

$$\varepsilon_{LCu2} = 3.5 \cdot \eta_1 = 3.5 \cdot \left(0.4 + 0.6 \cdot \frac{\rho_{dry}}{2200} \right) \quad (7.1)$$

7.3 Untersuchungen an Blechverformungsankern in Leichtbeton

Zur Simulation der Beanspruchungen innerhalb der Lebensdauer eines Bauwerks wurde in einem Versuch die dynamische Belastung auf 100.000 Lastwechsel erhöht. Hierzu wurde ein Versuchskörper mit Endverankerung in Form von Hammerschlagdübeln verwendet (vgl. V_{LC} 15). Das Trag-, Verformungs- und Versagensverhalten war mit den Kurzzeitversuchen des gleichen Typs gut zu vergleichen. Wesentliche Veränderungen oder ein kritischer Verlust an Steifigkeit konnten nicht beobachtet werden (siehe Abb. 7.9).

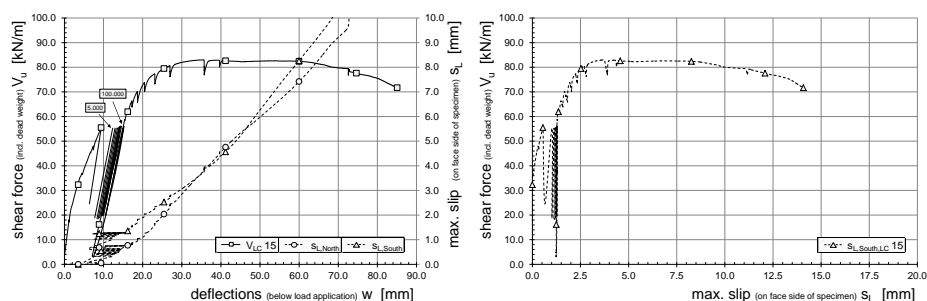


Abb. 7.9: Querkraft-Durchbiegungs- und Querkraft-Schlupf-Kurven des Versuchs mit dynamischen Langzeitbelastung (V_{LC} 15).

Fig. 7.9: Shear force-deflection- and shear force-slip-curves of the specimens with dynamical long-time demand (V_{LC} 15).

Zusätzlich können mit den Versuchen aus Kap. 6.3.2 die Forschungsergebnisse zu Verbunddecken aus Normalbeton bezüglich der Verformungskompatibilität der Verbundmechanismen bestätigt werden (vgl. Roik 1977 sowie Roik 1980).

Der bei Teilverbund entstehende Schlupf führt zur Aktivierung des Flächenverbundes und der Endverankerungsmittel. Besitzen der Flächenverbund des Profils und die Endverankerungsmaßnahmen eine vergleichbare Verformungscharakteristik, wirken die Verbundmechanismen mit ihrer Tragfähigkeit additiv zusammen. Dies wird in Abb. 7.10 deutlich, in der exemplarisch das Trag- und Verformungsverhalten unterschiedlicher Profile ohne und mit Endverankerungsmaßnahme durch Blechverformungsanker abgebildet ist. Der Schlupf und die Durchbiegung entwickelten sich auf einem vergleichbaren Lastniveau. Die Untersuchungen bestätigen damit auch bei Verwendung von Leichtbeton eine vorhandene Verformungskompatibilität der Verbundmechanismen.

Der mechanische Verbund durch die BVA zeigte eine konstante Wirkung auf das Trag- und Verformungsverhalten. Durch den Vergleich der Versuchsergebnisse von Versuchen mit glatten Holorib-Blechen und den Versuchen mit den profilierten SuperHolorib-Blechen wird zudem die näherungsweise additive Wirkung des mechanischen Verbundes infolge Profilierung mit dem Reibverbund aus dem Hinterschnitt deutlich.

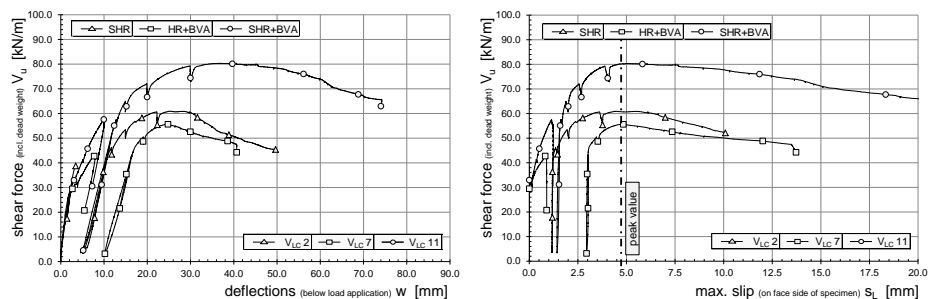


Abb. 7.10: Gegenüberstellung zur Beurteilung der Wirkung verschiedener Verbundmechanismen.

Fig. 7.10: Comparison of results to clarify the behaviour of different bonding mechanisms.

Mit Hilfe der Datenbank in Anhang B wurden die Versuchsergebnisse von Versuchsserien mit Blechverformungsankern mit den Ergebnissen von Versuchsserien ohne Blechverformungsanker verglichen. Aus der Differenz der verankerten Zugkraft bestimmt sich die Tragfähigkeit der Endverankerung. Die Auswertung der Versuche erfolgte in Anlehnung an DIN EN 1990 2010 Anhang D.7. Darin ist ein Verfahren zur statistischen Bestimmung einer einzelnen Eigenschaft erläutert. Damit ergeben sich abgesicherte Werte für die Tragfähigkeiten der Blechverformungsanker.

Das Vorgehen unterteilt sich in eine Berechnung des charakteristischen Flächenverbundes X_k und in die direkte Ermittlung des Bemessungswertes des Flächenverbundes X_d . Dabei ist die Verbundfestigkeit τ_m direkt auf die Verbundfläche zu beziehen, sodass mit der verankerten Kraft N_{cf} nach der Teilverbundtheorie gerechnet wird. Dabei wurde eine logarithmische Verteilung der Streuung zugrunde gelegt und 5 %-Fraktilwerte entsprechend eines 75 % Konfidenzniveaus berücksichtigt. Die

Fraktilwerte k_n und $k_{n,d}$ wurden in Abhängigkeit zur vorhandenen Versuchsmenge den Tabellen D.1 und D.2 der *DIN EN 1990 2010* entnommen. Da in der Datenbank genügend Versuche ähnlicher Konfiguration vorhanden sind und sich in den Versuchen eine gut vergleichbare Standardabweichung ergab, wurde das Verfahren mit bekanntem Variationskoeffizient V_x gewählt. Für den Variationskoeffizienten V_x wurde in Übereinstimmung mit *Kurz und Hartmeyer 2010* ein oberer Schätzwert von 0.1 angenommen. Die zu berücksichtigende Standardabweichung s_y nähert sich so dem Schätzwert für V_x an (vgl. Gl. (7.3)). Mit dem Vorfaktor η_d in Gl. (7.4) und Gl. (7.5) wurden Unsicherheiten im Versuchsaufbau und den Baustoffen erfasst. Da die Versuche nach den Anweisungen gemäß *DIN EN 1994-1-1 2010* durchgeführt wurden, ist eine geringfügige Abminderung zur Berücksichtigung der Materialstreuungen gerechtfertigt. Der Faktor η_d wurde für diese Auswertung mit 0.95 festgelegt. Mit dem Mittelwert m_y aller auswertbaren Einzelwerte X_i berechnen sich die Beanspruchungsgrößen zu Gl. (7.4) und Gl. (7.5).

$$m_y = \frac{1}{n} \cdot \sum x_i \quad (7.2)$$

$$s_y = \sqrt{\ln(V_x^2 + 1)} \approx V_x \quad (7.3)$$

$$x_k = N_{cf,k} = \eta_d \cdot \exp(m_y - k_n \cdot s_y) \quad (7.4)$$

$$x_d = N_{cf,d} = \eta_d \cdot \exp(m_y - k_{d,n} \cdot s_y) \quad (7.5)$$

$$P_{BVA,d} = \frac{\Delta X_d}{n_{P_{BVA}}} = \frac{N_{cf,d,inkl.BVA} - N_{cf,d}}{n_{P_{BVA}}} \quad (7.6)$$

$$\gamma = \frac{P_{BVA,k}}{P_{BVA,d}} \quad (7.7)$$

Unter Berücksichtigung der im Versuch vorhandenen Anzahl an Endverankerungsmitteln ergibt sich die Tragfähigkeit eines Blechverformungsankers zu Gl. (7.6). Der vorhandene Teilsicherheitsbeiwert γ ermittelt sich nach Gl. (7.7) und sollte im Bereich des Teilsicherheitsbeiwerts für Verbundmittel nach *DIN EN 1994-1-1 2010* bei $\gamma = 1.25$ liegen.

Zur Ermittlung der Beanspruchungsgröße der Endverankerungsmittel wurden die Versuche $V_{LC} 1$ bis $V_{LC} 5$ in Verbindung mit den Versuchen $V_{LC} 10$ bis $V_{LC} 15$ ausgewertet. Die Serien bestanden aus vergleichbaren Leichtbetonverbunddecken ohne und mit Blechverformungsankern und einem Verbundprofil des Typs SuperHolorib (vgl. Kap. 6.2.1.2). Eine Überprüfung der Ergebnisse wurde an den Versuchen $V_{LC} 16$ und $V_{LC} 17$ in Kombination mit den Versuchskörpern $V_{LC} 48$ bis $V_{LC} 55$ durchgeführt. Dies waren Versuche mit der gleichen Blechdicke von 0.75 mm, jedoch mit einer größeren Verbundlänge. Da die Wirkung der Endverankerungsmaßnahme konstant ist, sollten die Ergebnisse unabhängig von der Verbundlänge und damit unabhängig von der Wirkung des Flächenverbundes sein. Mit den Versuchen $V_{LC} 16$ und $V_{LC} 17$ und den Versuchen $V_{LC} 20$ bis $V_{LC} 23$ sind Versuche für die Ermittlung

der Tragfähigkeit von Blechverformungsankern in Blechen mit einer Dicke von 1.00 mm gegeben.

Die Auswertung der Versuchsdaten ist in Tab. 7.1 aufgeführt. Eine Überprüfung der Tragfähigkeit der Blechverformungsanker wurde mit vergleichbaren Versuchen durchgeführt. Im Mittel ergibt sich für Bleche der Dicke 0.75 mm ein Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_M = 1.22$. Der Wert stimmt mit dem vorgeschlagenen Sicherheitsbeiwert für Verbundmittel nach *DIN EN 1994-1-1 2010* gut überein. Dabei wird der Teilsicherheitsbeiwert durch die beiden Versuche $V_{LC} 13$ und $V_{LC} 14$ reduziert. Diese wiesen eine Traglast unterhalb des Mittelwertes der Versuchsserie $V_{LC} 11$ und $V_{LC} 15$ auf und führten damit zu einer erhöhten Standardabweichung, was sich in einem kleineren Bemessungswert widerspiegelt. Der sich für diese Versuchsserie ergebende Teilsicherheitsbeiwert des Blechverformungsankers reduziert sich dadurch auf 1.16 und mindert so den Mittelwert über alle Versuche. Die Ergebnisse für ein Blech der Dicke 0.75 mm sind jedoch untereinander gut zu vergleichen. Wie erwartet ist die Wirkungsweise der Endverankerung unabhängig von der Größe des Flächenverbundes.

Tab. 7.1: Auswertung der Versuchsergebnisse zur Ermittlung der Bemessungslasten für Blechverformungsanker.

Table 7.1: Evaluation of the test results to determine the bearing capacity of the end-anchorage system called "metal forming anchor".

0	1	2		3	4	5	6	5	6
1	no.	$V_{LC} 10$	$V_{LC} 1$	$V_{LC} 11$ to $V_{LC} 15$	$V_{LC} 2$ to $V_{LC} 5$	$V_{LC} 16$ and $V_{LC} 17$	$V_{LC} 48$ to $V_{LC} 55$	$V_{LC} 18$ and $V_{LC} 19$	$V_{LC} 20$ to $V_{LC} 23$
2	type	SuperHolorib							
3	t_{nom} [mm]	0.75						1.00	
4	type	4P		4P		3P		3P	
5	anchorage	BVA	--	BVA	--	BVA	--	BVA	--
6	τ_M [N/mm ²]	0.509	0.259	0.534	0.352	0.447	0.297	0.654	0.447
7	L_V [mm]	~ 500		~ 600		~ 900		~ 900	
8	$N_{cf,m}$ [kN]	160	82	201	133	253	168	371	249
10	$\ln(N_{cf,m})$ [kN]	5.08	4.40	5.31	4.89	5.54	5.13	5.92	5.52
11	$s_{y,N}$ mit $V_x = 0.1$	0.10		0.10		0.10		0.10	
12	η_d [-]	0.95		0.95		0.95		0.92	
13	k_n [-]	2.31	2.31	1.80	1.83	2.01	1.74	2.01	1.83
14	$X_k = N_{cf,k}$ [kN]	121	62	160	106	197	135	279	197
15	$\Delta X_k = \Delta N_{cf,k}$ [kN]	59		54		62		82	
16	k_d [-]	4.36	4.36	3.37	3.44	3.77	3.27	3.77	3.44
17	$X_d = N_{cf,d}$ [kN]	98	50	137	90	165	115	234	168
18	$\Delta X_d = \Delta N_{cf,d}$ [kN]	48		47		50		66	
19	$P_{BVA,k}$ [kN/BVA]	19.8		18.1		20.8		27.4	
20	$P_{BVA,d}$ [kN/BVA]	16.0		15.6		16.6		22.2	
21	γ [-]	1.23		1.16		1.26		1.24	
22	γ_M [-]			1.22				1.24	

Für Bleche der Dicke 1.00 mm konnten mit Hilfe der Datenbank ebenfalls Tragfähigkeiten für den Blechverformungsanker festgelegt werden. Der Teilsicherheitsbeiwert γ_M ergab sich zu 1.24. Aufgrund der geringen Versuchszahl von lediglich zwei Versuchen an Versuchskörpern mit Blechverformungsankern und 1.00 mm dickem Blech (vgl. Versuchskörper V_{LC} 18 und V_{LC} 19) wurde der Modellunsicherheitsfaktor η_d für diese Berechnung auf 0.92 reduziert. Es bestand die Möglichkeit, die Versuche V_{LC} 36 und V_{LC} 47 ebenfalls mit in die statistische Auswertung aufzunehmen. Da in diesen Versuchen jedoch deutliche Längsrisse auftraten, wurde darauf verzichtet. Da wie erwähnt die Querbewehrung in die Zulassung der Verbunddecke mit Super-Holorib-Blechen als konstruktive Bedingung bei der Verwendung von Leichtbeton aufgenommen wurde, ist dieses Vorgehen gerechtfertigt.

Auf Grundlage der Bemessungsergebnisse nach Tab. 7.1 wird vorgeschlagen, für Blechverformungsanker bei Blechen des Typs SuperHolorib und Holorib mit einer Blechdicke von 0.75 mm und in Kombination mit Leichtbeton eine Bemessungstraglast von 16 kN zuzulassen. Für den Blechverformungsanker in Blechen der Dicke 1.00 mm und Leichtbeton erhöht sich die Beanspruchbarkeit um ca. 137 % auf 22 kN. Eine vergleichbare Steigerung liegt auch für Blechverformungsanker zwischen den Dicken 0.75 mm und 1.00 mm bei Verwendung von Normalbeton vor. Damit liegen die Bemessungslasten der Blechverformungsanker etwa 42 % unter denen beim Einsatz von Normalbeton, obwohl in den Versuchen kein maßgebendes Betonversagen festgestellt werden konnte. Bei Betrachtung der Mittelwerte unter Vernachlässigung einer statistischen Auswertung liegen die Tragkapazitäten der Blechverformungsanker in Normal- und Leichtbeton auf einem vergleichbaren Niveau. Das in *Roik 1977* und *Roik 1980* verwendete statistische Verfahren zur Bestimmung der Bemessungsgrößen ist mit den heutigen probabilistischen Ansätzen nach *DIN EN 1990 2010* nicht zu vergleichen. Geringe Versuchszahlen und dabei auftretende hohe Streuungen wirken sich in der statistischen Überprüfung negativ auf den Teilsicherheitsbeiwert aus. Da die Versagensbilder der Versuche an Verbunddecken mit Blechverformungsankern und Leichtbeton mit denen in Normalbeton vergleichbar sind, scheint die hohe Abminderung im Wirkungsgrad von Blechverformungsankern aus der statistischen Auswertung zu folgen.

Die Effektivität der Blechverformungsanker ist in Leichtbeton jedoch deutlich höher (vgl. *Baadte, Daunderer und Sicks 2013*). Durch den Einsatz von Blechverformungsankern in Leichtbeton lässt sich der Verankerungsgrad im Mittel um ca. 30 % - 40 % steigern. In Versuchen mit Normalbeton (vgl. *Bode 1998*) liegt bei gleicher Verbundlänge die Verbesserung des Verankerungsgrades nur bei etwa 12.5 %. Der bei Leichtbeton bereits bei geringem Schlupf nachlassende Flächenverbund kann durch die Endverankerungsmaßnahmen schon bei einem niedrigen Lastniveau kompensiert werden.

7.4 Längsrissbildung

In Kap. 3.4 wurde die in leichten Verbunddecken zu beobachtende Versagensform der Längsrissbildung vorgestellt. In Kap. 6.2.1 folgten nähere Erläuterungen und die Beschreibung sowie Bemessung einer konstruktiven Querbewehrung zur Behinderung der Längsrisse. Die folgenden Inhalte sollen die Ergebnisbeschreibung des Kap. 6.3 komplettieren und Hinweise zur weiteren Klärung liefern.

Für den Abschlussbericht *Faust 1997* wurden Versuche mit Verbunddecken aus Leichtbeton durchgeführt. Die Abmessungen und die Betoneigenschaften sind dabei gut mit den Versuchen die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführt wurden zu vergleichen. Zusätzlich zum Verbundblech wurde keine weitere Bewehrung in die Versuchskörper eingelegt. Wie in den eigenen Untersuchungen wurden an den Versuchskörpern geneigte Biegerisse in der Nähe der Lasteinleitung festgestellt. Aufgrund der auftretenden Relativverschiebungen wurde das Versagen jedoch auf ein Überschreiten der Längsschubtragfähigkeit zurückgeführt. Die im Bericht dargestellten Last-Verformungs-Kurven zeigen qualitativ eine sehr gute Übereinstimmung mit den in Kap. 6.2.1.3 dargestellten Ergebnissen. Dabei ist das Tragverhalten von Versuchen ohne Querbewehrung im Nachbruchbereich stets durch einen deutlichen Traglastabfall gekennzeichnet. Für die an der TU Kaiserslautern durchgeführten Verbunddeckenversuche mit Leichtbeton wurde dies auf das Verankerungsversagen infolge des Spaltens der Versuchskörper zurückgeführt. Fotografische Aufnahmen in *Faust 1997* bestätigen, dass in den beschriebenen Versuchen ebenfalls eine Längsrisssbildung auftrat. Die Versuchsdokumentation liefert jedoch keine Hinweise zu dieser Rissbildung oder zum Versagenshergang im Allgemeinen. In *Marčiukaitis et al. 2006* wurde das Auftreten der Längsrisse bei sehr dünnen Verbunddecken aus Normalbeton beobachtet. Eine Erklärung lieferten die Autoren ebenfalls nicht. In den Versuchen in *Roik 1977* und *Roik 1980* zum Nachweis der Tragfähigkeit von Endverankerungsmaßnahmen in Verbunddecken mit Normalbeton wurden lokal im Bereich der Endverankerung Querstäbe eingelegt. Eine detaillierte Begründung hierfür fehlt, doch ist es naheliegend, dass die Querbewehrung zum Lastabtrag der Querkzugspannungen im Auflagerbereich vorgesehen war. Durch Endverankerungsmaßnahmen wird ein Teil der plastischen Stahlzugkraft des Blechs direkt verankert. Der Widerstand des mechanischen Verbundes erhöht sich und auftretende Relativverschiebungen fallen kleiner aus. Korrespondierend zur Stahlzugkraft steigt die Querkontraktion des Blechs an und die Querkzugspannungen im Beton nehmen bis zur Rissbildung zu. Mit der Querbewehrung sollte dies wohl behindert werden. Es gilt festzuhalten, dass bereits früher die Längsrisssbildung in Verbunddeckenversuchen festgestellt wurde. Eine eindeutige Darstellung und Klärung fehlt jedoch.

Bedingt durch die geringe Steifigkeit von Leichtbeton werden größere Profilverformungen ermöglicht. Werden die Querverformungen zu groß und überschreiten die Querkzugspannungen die Betonzugfestigkeit, treten Längsrisse auf. Diese kennzeichnen den Beginn des Verankerungsversagens. Damit ist die Tragfähigkeit des Verbundes erreicht und die maximale Beanspruchbarkeit der Verbunddecke wird überschritten. Kommt es zum Spalten der Decken (vgl. Abb. 7.11), erfolgt der Lastabfall schlagartig.



Abb. 7.11: Durch Verankerungsversagen eingeleitetes Längsspalten der Verbunddecke.

Fig. 7.11: Longitudinal splitting of the slab by anchorage failure

Bei Deckenversuchen mit profilierten Verbundblechen und hinterschnittener Geometrie konnte in Kombination mit Leichtbeton stets eine Längsrisssbildung beobachtet werden. In *Kurz und Mechtcherine 2009* wurde die Rissbildung auch in Versuchen mit offenen Profilen beobachtet. Bei Verbunddeckenversuchen mit unprofilierten Holorib-Blechen konnte hingegen keine Rissbildung festgestellt werden. Weiterhin verblieben auch Versuchskörper mit Normalbeton an den Stirnseiten ohne Rissbildung. Dies spricht für die Bedeutung der Zugfestigkeit und des reduzierten Elastizitätsmoduls, aber auch für einen Zusammenhang zwischen der Längsrisssbildung und der Art der Verbundmechanismen.

Im Auflagerbereich von Verbunddecken sind vier vorherrschende Mechanismen zur Kraftübertragung zu identifizieren. Zunächst besitzen Verbunddecken durch die Hochsicken der Verbundbleche einen kammartigen Querschnitt. Unabhängig von der verwendeten Profilform ist ein flächiges Abstützen der geneigten Druckstrebe auf dem Widerlager der Decke daher nicht möglich. Der Anteil der Druckstrebe über den Hochsicken muss umgelenkt und durch die Tiefsicken ins Widerlager geleitet werden. Aus der Umlenkung treten Querkzugspannungen in Höhe des Profilobergurtes auf (vgl. Abb. 7.12). Weiterhin findet durch die im Blech verankerte Zugkraft eine Querkontraktion des Verbundblechs statt, in dessen Folge die Blechstege bei hinterschnittener Form an den Beton der Tiefsicken gepresst werden. Daraus resultiert eine räumlich geneigte Druckstrebe, die zunächst nach innen geneigt ist und sich nach Passieren der Engstelle zwischen den Hochsicken so ausrichtet, dass die gesamte Breite der Betondruckzone aktiviert werden kann. Mit der Umlenkung auf Höhe des Obergurtes überlagert sich die daraus resultierende Zugkomponente mit den Querkzugspannungen der zuvor beschriebenen Tragwirkung. Dieser Mechanismus tritt nur bei Profilen mit hinterschnittener Form auf. Der dritte Mechanismus entsteht mit eintretendem Schlupf, bei dem die Profilierung gegen die Betonkonsolen verschoben wird. Die in Abb. 4.3 gezeigten Abriebspuren am Beton in der Verbundfuge verdeutlichen die Wirkung der dabei konzentriert auftretenden Kontaktkräfte. Die daraus resultierenden Profilverformungen des Obergurtes sind ebenfalls Auslöser für Querkzugspannungen an der Profiloberkante. In glatten hinterschnittene Verbundblechen fehlt die für diesen Mechanismus notwendige Verzahnung mit dem Beton. Die drei beschriebenen Komponenten wurden in Abb. 7.12 schematisch dargestellt.

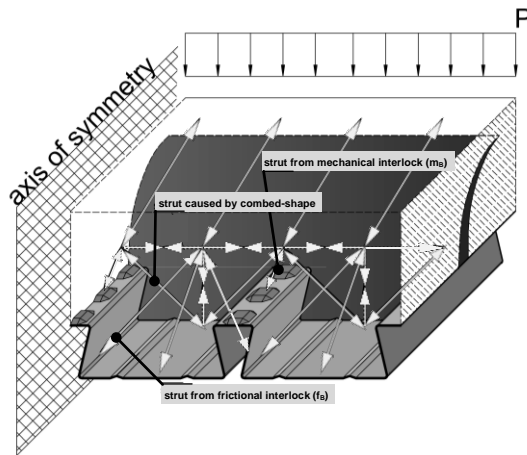


Abb. 7.12: Schematische Darstellung der auftretenden Querkzugkomponenten im Bereich des Endauflagers.

Fig. 7.12: Schematic sketch of the lateral stress components near the support of the slab.

Den aus diesen drei Mechanismen resultierenden Querkzugspannungen wirkt neben der Betonzugfestigkeit nur die Auflagerpressung entgegen. Sie ist der vierte Mechanismus, der in Abhängigkeit der Reibung zwischen Verbundblech und Beton in die Überlegungen zur Längsrissbildung aufzunehmen ist. Mit kleiner werdender Prüfkörperlänge steigt die Auflagerreaktion und somit die Auflagerpressung an, wodurch sich der Widerstand gegen Querverformungen erhöht. Das Fehlen einer Längsrissbildung in Untersuchungen mit kurzer Verbundlänge (vgl. 6.3.2) ist auf die Wirkung der Auflagerpressung zurückzuführen.

Mit den Versuchen V_{LC} 16 bis V_{LC} 23 konnte gezeigt werden, dass die mit dem vereinfachten Ansatz errechneten Querbewehrungsmengen nach Gl. (6.1) ausreichend sind. Auftretende Längsrisse wurden stets behindert. Die Bewehrungsmengen nach Gl. (6.1) sind dabei pauschal und ohne Berücksichtigung des Verbundzustandes an den Deckenden zusätzlich zur vorgeschriebenen konstruktiven Mindestquerbewehrung nach *DIN EN 1994-1-1 2010* einzulegen. Für Verbunddecken aus Leichtbeton stellt dies einen bautechnisch relevanten Nachteil dar. In den Versuchen V_{LC} 1 bis V_{LC} 15 mit kurzer Schublänge mit und ohne Endverankerung zeigte sich, dass die vorhandene Auflagerpressung die Entstehung der Längsrisse behindert. Selbst nach dem Auftrennen der Körper war in diesen Versuchen keine Längsrissbildung festzustellen (vgl. Abb. 6.18 bis Abb. 6.20). Zur Validierung der Ergebnisse wurde der Versuchskörper V_{LC} 5 vollständig ohne Querbewehrung ausgeführt. Der Versuch bestätigte die vorherigen Beobachtungen. In den Versuchskörpern mit einer Verbundlänge von weniger als 600 mm traten keine Längsrisse auf.

Gelingt es durch eine genauere Untersuchung, die Interaktion der verschiedenen Verbundmechanismen in Abhängigkeit der Schublänge mechanisch zu beschreiben, können sich daraus genauere Modelle zur Ermittlung der Bewehrungsmengen ergeben. Die Reduzierung oder sogar der Entfall der notwendigen Querbewehrung würde die Wirtschaftlichkeit der leichten Verbunddecke verbessern.

Als ein erster Ansatz soll mit Gl. (7.8) ein Vorschlag für die Nachweisführung und modifizierte Berechnung der notwendigen Bewehrungsmengen gegen die Längsrissbildung vorgestellt werden.

LWAC (7.8)

$$F_{cr,Rm} + V_t \cdot \mu \geq F_{q,Ed}$$

mit: $F_{cr,Rm} = A_c \cdot f_{ct} = L_A \cdot h_c \cdot f_{ct}$
 $F_{q,Ed} = \eta \cdot b_s \cdot A_p \cdot f_{yp} \cdot \tan(45^\circ)$

Der Widerstand $F_{cr,Rm}$ bestimmt sich entsprechend der Betonzugfestigkeit f_{ct} und einer Betonfläche A_c . Für die durch die Auflagerpressung aktivierte Betonfläche über dem Auflager A_c wurde eine konservative Abschätzung getroffen. Sie ergibt sich aus der Multiplikation der vorhandenen Auflagertiefe L_A mit der Aufbetonhöhe oberhalb des Profilogurtes h_c . Der Widerstand wird durch die in Abhängigkeit zur Querkraft V_t wirkende Auflagerpressung $V_t \cdot \mu$ vergrößert. Als Reibbeiwert μ wird ein Wert von 0.3 empfohlen (vgl. Minas 1999). Die Einwirkung $F_{q,Ed}$ errechnet sich unter Berücksichtigung des vorhandenen Teilverdübelungsgrads η für eine äußere Randsicke der Breite b_s (siehe auch Gl. (6.1)). Übersteigt die Einwirkung den Widerstand, so ist die Differenz durch eine Querbewehrung abzudecken. Dabei sollte ein Mindestbewehrungsgehalt von $80 \text{ mm}^2/\text{m}$ in Anlehnung an *DIN EN 1994-1-1 2010* an den Deckenden im Bereich von 300 mm nicht unterschritten werden. Die konstruktive Gestaltung der Bewehrung ist entsprechend den Angaben in Kap. 6.2.1 auszuführen.

7.5 Zur Wirkung von mechanischem Verbund und Reibverbund

Entsprechend der Verbundeigenschaften des Verbundblechs teilt sich die Verbundwirkung auf den mechanischen Verbund m_B und den Reibverbund f_B auf. Die Untersuchungen lassen vermuten, dass sich dabei die Längsschubtragfähigkeit nicht gleichmäßig auf die Verbundpartner aufteilt, sondern die Verteilung mit der Verbundlänge variiert. Der Traganteil des Reibverbundes korreliert mit der Querkontraktion des Blechs. Die maximale Klemmung liegt im Bereich des maximalen Momentes vor und nimmt mit der verankerten Normalkraft zum Deckenrand hin ab. Der mechanische Verbund verstärkt sich durch die vorhandene Auflagerpressung und wirkt maßgeblich in Auflagernähe, da die sich dort abstützenden Druckstreben dem Öffnen der Verbundfuge entgegenwirken. Die Untersuchungsergebnisse und vor allem die in leichten Verbunddecken zu beobachtende Längsrissbildung sind eine Bestätigung für die differenziert zu betrachtenden Verbundmechanismen. In der Teilverbundtheorie (vgl. Kap. 3.5) wird der Reibverbund und der mechanische Verbund verschmiert über die Verbundlänge angenommen. Dabei wird eine gleichmäßige und konstante Verteilung vorausgesetzt.

In *Patrick 1993a* und *Patrick 1993b* wurde bereits versucht, die Gewichtung zwischen mechanischem Verbund m_B und Reibverbund f_B festzulegen. Grundlage waren Versuchsergebnisse an sogenannten Slip-Block-Tests. Dabei handelt es sich um einen liegend angeordneten Push-Out-Versuch, in dem über eine sich verändernde vertikale Auflast Klemmeffekte, mangels im Versuchskörper vorhandener Biegung, simuliert werden sollen. Der Deckenabschnitt liegt dabei vollflächig auf. Die Auflast wird flä-

chig über ein Gleitlager eingeleitet und der Betonkörper durch einen zweiten, horizontal angeordneten Zylinder über das Blech geschoben (vgl. Abb. 7.13). Bei variierendem Verhältnis zwischen Auflast und horizontaler Last wird der Schlupf gemessen und interpretiert.

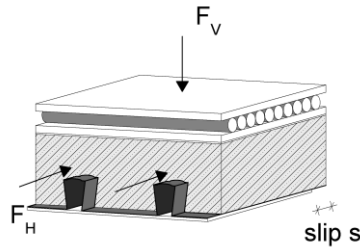


Abb. 7.13: Slip-Block-Test nach Patrick 1993a.

Fig. 7.13: Slip-Block-Test according Patrick 1993a.

Der Reibverbund wird maßgeblich von der Durchbiegung und Krümmung des Verbundprofils beeinflusst und tritt entlang der Verbundfuge nicht gleichmäßig auf. Mit der beim Slip-Block-Test vollflächig aufgetragenen Auflast kann daher der Effekt der Reibung nur näherungsweise abgebildet werden. Weiterhin ist es aufgrund der mechanisch eingeleiteten vertikalen Zylinderlast nicht möglich, die Wirkung der Auflagerpressung abzuschätzen. Eine Differenzierung zwischen Auflast und Auflagerpressung ist nicht möglich. In Abb. 7.14 ist eine typische Verteilung zwischen mechanischem Verbund m_B und Reibverbund f_B für einen Slip-Block-Test nach Patrick dargestellt.

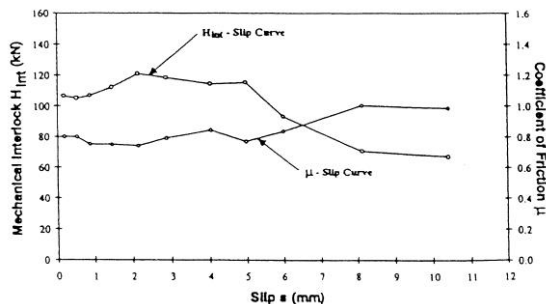


Abb. 7.14: Entwicklung der Verbundmechanismen in Abhängigkeit zum entstehenden Schlupf aus Patrick 1993a.

Fig. 7.14: Evaluation of the different bonding effects as a function of the occurring slip by Patrick 1993a.

Gemäß den Schilderungen ist die gezeigte Verteilung der Verbundmechanismen zu hinterfragen. Anhand der vorliegenden Versuchsergebnisse an Biegeversuchen unterschiedlicher Verbundlänge und Profilart sowie der Informationen in Kurz und Mechtcherine 2009 wird hier eine modifizierte Verteilungsfunktion vorgeschlagen. Der Einfluss der Auflagerpressung wurde berücksichtigt. Die getroffenen Aussagen stützen sich auf das beobachtete Verformungs- sowie Versagensverhalten bei der Versuchsdurchführung. Aufgrund fehlender Messergebnisse zur Verteilung der Verbundspannung und zum Dehnungszustand im Verbundblech können nur

Tendenzen wiedergegeben werden. Eine experimentelle Überprüfung und Absicherung der theoretischen Überlegungen steht bis dato aus.

Die im Weiteren aufgezeigten gedanklichen Grundlagen gelten bei Verwendung von Verbundprofilen, deren Verbund durch die mechanische Wirkung von Noppen oder Sicken sowie durch eine zusätzlich aktivierbare Klemmwirkung, also einem Reibverbund gekennzeichnet sind. Gemeint sind Verbundprofile des hinterschnittenen Typs mit Profilierung. Für offene, also trapezförmige Verbundprofile, entfällt die Notwendigkeit, die Interaktion zwischen zeitgleich auftretenden Verbundmechanismen zu beschreiben, da bei diesen Profilen der Anteil des Reibverbundes entfällt und der Verbund rein mechanisch über die Verzahnung der ins Profilblech eingeprägten Noppen mit dem umgebenden Beton hergestellt wird. Ob der mechanische Verbund jedoch konstant über die Verbundlänge anzunehmen ist, ist in weiterführenden Studien zu klären. Die Wirkung der Auflagerpressung bleibt in ihrer Form, auch bei offener Geometrie des Verbundblechs erhalten.

Die Schwierigkeit in der Entwicklung eines differenzierten Längsschubmodells liegt in der sich durch die Profilverformungen ändernden Struktur des Längsschubabtrages. In Abb. 7.15 ist ein Vorschlag für ein Fachwerkmodell schematisch skizziert. Es soll als Grundlage für die folgenden theoretischen Überlegungen dienen. Die Verwendeten Bezeichnungen m_B , f_B sowie $(V_t \cdot \mu)/(A_p \cdot f_{yp})$ stellen einheitenlose Faktoren da. Die Faktoren können Werte zwischen 0 und 1 annehmen, bilden in Summe jedoch stets einen Maximalwert von 1.0. Die Bezeichnung M_B und F_B stellen das Produkt aus dem jeweiligen Faktor zur Beschreibung des Anteils des Verbundmechanismus und der Schubspannung dar. Abb. 7.15 visualisiert die Verbundmechanismen in einem angenommenen Schnitt innerhalb der Schublänge.

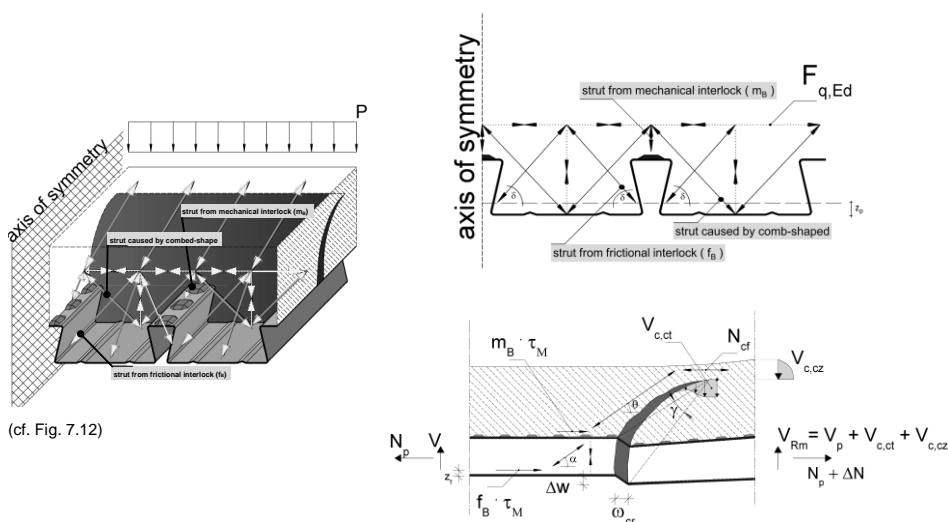


Abb. 7.15: Aufteilung der Verbundmechanismen im räumlichen Fachwerkmodell.

Fig. 7.15: Three-dimensional framework to separate bonding mechanisms.

Abb. 7.16 zeigt einen Vorschlag für die modifizierte Verteilung der Verbundmechanismen in Abhängigkeit zur Schlupfentwicklung sowie entlang der Schublänge L_s .

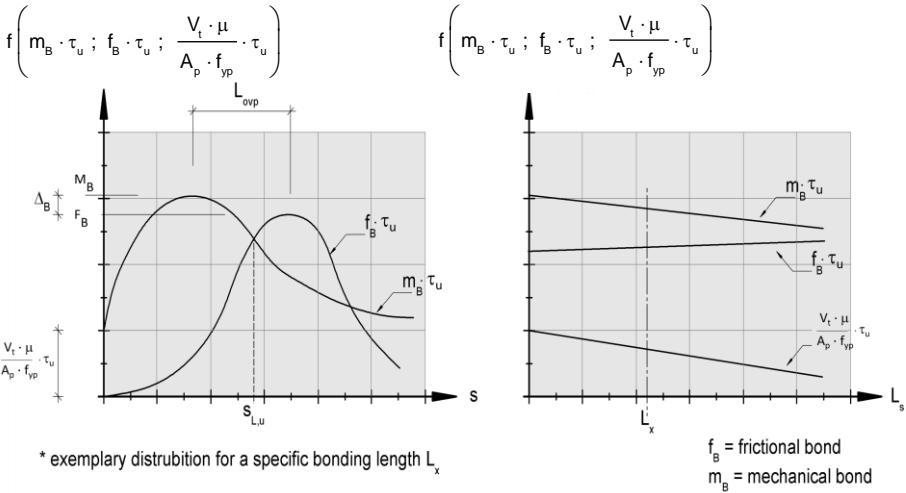


Abb. 7.16: Modifizierte Verteilungsfunktion der Verbundmechanismen in Abhängigkeit des Schlupfs und der Länge des Verbundes für leichte Verbunddecken.

Fig. 7.16: Modified evaluation of the different bonding effects as a function of the occurring slip and bonding length for lightweight composite slabs.

Öffnet sich die Verbundfuge durch die auftretenden Verformungen des Profils, so führt dies zum Verlust mechanischer Verbundwirkung. Bei vollständigem Fehlen eines Druckkontaktes zwischen Betonkörper und der Profilierung des Obergurtes reduziert sich der Anteil des mechanischen Verbundes m_B auf 0. Die Profilverformungen sind dabei jedoch entlang der Verbundfuge nicht gleichmäßig stark ausgeprägt, so dass sich der Ausfall des mechanischen Verbundes lokal beschränkt und sich erst mit fortschreitendem Schlupf ausweitet. An der Stelle der höchsten Zugkraftverankerung sind die Profilverformungen am größten, daher nimmt die Wirkung des mechanischen Verbundes M_B vom Auflager in Richtung der Lasteinleitung hin ab. Zeitgleich führt die zur verankerten Zugkraft korrelierende Querkontraktion des Profils zu einer Anpressung der Blechstege am Untergurt an den zwischen den Tiefsicken liegenden Beton. Diese Klemmeffekte überlagern sich mit der entstehenden Querpressung am Profilobergurt bei eintretender Stauchung und dem Versatz des Profils und den damit verbundenen Profilverformungen. Dadurch verschiebt sich die Lage der resultierenden Klemmkraft von der Schwerlinie des Verbundblechs weg in Richtung Obergurt. Der Winkel zwischen den Profilstege und der resultierenden Klemmkraft γ und der Winkel α (vgl. Abb. 7.15) nehmen damit ab. Durch die Neigungsänderung hebt sich der räumliche Effekt der Klemmwirkung zunehmend auf. Die Klemmwirkung nimmt ihr Maximum im Bereich der größten Verformungen, sprich im Bereich der höchsten Momentenbeanspruchung an und reduziert sich Richtung Auflager. Der zusätzlich wirkende Anteil der Auflagerpressung $(V_t \cdot \mu) / (A_p \cdot f_{yp}) \cdot \tau_u$ nimmt mit zunehmender Trägerlänge und damit verbundener kleinerer Querkraftbeanspruchung ab.

Die Unterschiede zum Modell nach *Patrick 1993a* sind den Schwachstellen des Slip-Block-Tests geschuldet. Aufgrund der festgestellten Verformungskompatibilität der Verbundmechanismen wird hier eine additive Wirkung der Mechanismen angenom-

men (vgl. Kap. 7.3). Damit entspricht die Verbundspannung τ_M der Summe der Anteile der Einzelmechanismen und setzt sich in jedem beliebigen Schnitt L_x innerhalb der Verbundlänge aus einer zu differenzierenden Verteilung aus mechanischem Verbund m_B , Reibung f_B und dem Anteil der Auflagerpressung zusammen (vgl. Gl. (7.9)).

$$NWAC / LWAC \quad (7.9)$$

$$\tau_M = (m_B + f_B + \frac{V_t \cdot \mu}{A_p \cdot f_{yp}}) \cdot \tau_u = 1.0 \cdot \tau_u$$

Die Differenz Δ_B zwischen m_B und f_B ist variabel und von der Verbundlänge L_x abhängig. Mit zunehmender Verbundlänge nähern sich m_B und f_B einander an. Die Differenz Δ_B der Verbundspannungsanteile und die Überlappung L_{ovp} nehmen den Wert 0 an und die Peaks von m_B und f_B fallen in ihrer Größe und Lage zusammen. Würde die Auflagerpressung vernachlässigt, teile sich die Verbundwirkung in diesem Punkt zu gleichen Teilen auf den mechanischen Verbund und den Reibverbund auf. Bei kleineren Verbundlängen ist der Anteil des mechanischen Verbundes größer und bei größeren Längen liegt die stärkere Gewichtung auf dem Reibverbund. Der Wert der Überlappung L_{ovp} geht damit mit steigender Verbundlänge erst gegen 0 und nimmt dann wieder zu. Die Wirkung des Reibverbundes vergrößert sich mit steigender Schublänge nur langsam. Nach Erreichen des Peaks für den Reibverbund ist jedoch aufgrund der Längsrissbildung und dem darauf folgenden Spalten mit einem schlagartigen Ausfall dieser Verbundwirkung zu rechnen. Dies spiegelt sich in der reduzierten Wirkung des Reibverbundes nach Erreichen des Maximums wieder. Der mechanische Verbund wird von der vorhandenen Auflagerpressung unterstützt.

Im Allgemeinen sind weiterführende Erkenntnisse zum Übergang zwischen den Versagensformen des Verankerungsversagens, dem Querkraftversagen und dem Biegeversagen erforderlich. Mit den bisher vorhandenen Modellen gelingt es nicht, die Versagensformen gegeneinander abzugrenzen. Die gegebenen Erläuterungen sollen ein besseres Verständnis über die komplexe Verbundspannungsverteilung geben. Mit einer konkreten Weiterentwicklung könnte das vorgestellte Modell in einer Alternative zum Teilverbunddiagramm resultieren. Hierzu fehlt es derzeit noch an einem differenzierten Verbundspannungs-Schlupf-Gesetz. Die zur Längsrissbildung führende Querkraft F_q könnte die Bezugsgröße darstellen. Am Deckenrand hinter dem Auflager ist die maximale Größe der Querkraft nach Gl. (7.8) näherungsweise bekannt. Zwischen Auflager und Lasteinleitung ist eine Verteilungsfunktion für die Verbundmechanismen aus Reibung und Verzahnung anzunehmen.

8 Modellentwicklung zur Beschreibung der Querkrafttragfähigkeit von Verbunddecken

8.1 Grundlagen

Der im Stahlbetonbau im Zusammenhang mit dem Querkraftversagen beschriebene horizontale Riss entlang der Längsbewehrung bewirkt ein großflächiges Verbundversagen. Das Fehlen der Verbundwirkung führt zu einem rasch anwachsenden Biegeschubriss in die bis dato ungerissene Druckzone hinein. Der horizontale Riss resultiert dabei aus dem Ausfall der Dübelwirkung der Längsbewehrung (vgl. Abb. 8.1) und wird in zahlreichen Untersuchungen wie z. B. *Kordina und Blume 1985*, *Remmel 1994* oder *Fischer 1997* als kinematische Voraussetzung zur Ausbildung eines Biegeschubrisses mit anschließendem Druckzonenversagen unter Querbewehrung angesehen.

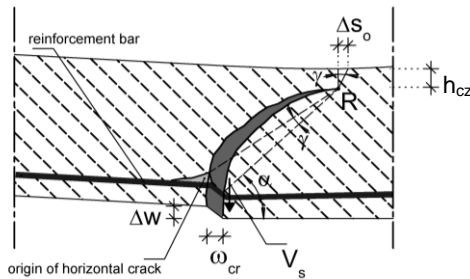


Abb. 8.1: Biegeverformungen des Bewehrungsstabes im Bereich des Biegeschubrisses für einen Stahlbetonbalken.

Fig. 8.1: Deformation of the reinforcement bar by bending in the section of the shear crack within a massive concrete beam.

Untersuchungen von *Ahmad et al. 1986* ergaben, dass diese Rissbildung gerade in Versuchskörpern mit geringen Bewehrungsgraden und mittleren Schubslankheiten beobachtet werden kann. Zugleich findet durch die vertikale Öffnung des Risses eine gegenseitige Verschiebung der Rissufer statt, aus der eine zunehmende Rotation um die Risspitze eingeleitet wird und sich die Rissverzahnung der Bruchoberflächen aktiviert. In *Dehn 2002* wurde die durch den Ausfall der Dübelwirkung anwachsende Rissuferverschiebung als Auslöser für das instabile Risswachstum identifiziert.

Wie den Untersuchungen aus *Hartmeyer 2012* und den hierzu verfassten Erläuterungen in Kap. 5 zu entnehmen ist, nimmt der Betontraganteil $V_{c,cr}$ beim Ausfall der Dübelwirkung der Längsbewehrung im Querkraftversagen von Verbunddecken keinen bestimmenden Anteil. Dennoch bestätigen eigene Untersuchungen für das Querkraftversagen von Verbunddecken ähnliche Versagensmechanismen. Der Ausfall der Verbundwirkung ist ebenso entscheidend wie der vertikale Versatz der Rissufer, welcher eine kinematische Bedingung für ein Querkraftversagen darstellt. Auswertungen von Dehnungsmessungen in *Kurz und Mechtcherine 2009* bestätigen den Beginn des Verbundversagens im Bereich der Biegeschubrissbildung. Weiterhin kann festgestellt werden, dass sich das Querkraftversagen teils mit dem üblichen Längsschubversagen überlagert. Durch die Verformungen im Blech ist der mechani-

sche Verbund lokal nahezu aufgehoben. Teils erkennbare Längsrisse deuten auf die durch Klemmeffekte induzierten hohen Querkzugspannungen im Deckenendbereich hin. Dies kann als Zeichen für den Ausfallbeginn des Reibverbunds in Form eines Verankerungsversagens interpretiert werden. Der Flächenverbund war damit kurz vor Querkraftversagen stark geschädigt. Die Verbundeigenschaften des Leichtbetons sind in Kombination mit der Längsbewehrung soweit reduziert, dass sich der innerhalb der Verbundlänge auftretende Biegeriss bei vertikalem Versatz der Rissufer in einen Biegeschubriss verändert. Die notwendigen Rissuferverschiebungen werden beim Überschreiten der vertikalen Schubtragfähigkeit des Verbundblechs durch ein lokales Ausbeulen der Blechstege und der damit verbundenen Stauchung des Blechquerschnitts eingeleitet. Der sich zusätzlich nach dem Verlauf der Spannungstrajektorien richtende Biegeschubriss schnürt dabei mit fortschreitender Belastung die Druckzone ein und führt zum Versagen.

Entsprechend den vorangegangenen Ausführungen bestimmt sich die Querkrafttragfähigkeit von Verbunddecken aus einer Kombination der Tragfähigkeit des Verbundprofils, dem Querkraftanteil der ungerissenen Druckzonenhöhe sowie dem aktivierten Anteil der lokalen Rissverzahnung. In Übereinstimmung mit den Untersuchungen kann eine additive Wirkung der Traganteile angenommen werden. Die Summe aus der Eigentragfähigkeit des Verbundblechs $V_{p,R}$ und dem Querkrafttraganteil der ungerissenen Betondruckzone $V_{c,cz}$ bildet dabei den Grundwert der Querkrafttragfähigkeit von Verbunddecken. Der zusätzlich in Abhängigkeit der Verbundeigenschaften des Verbundprofils und der Betoneigenschaften wirkende Anteil an Rissverzahnung $V_{c,ct}$ kann einen erheblichen Anteil an der Gesamttragfähigkeit annehmen. Aufgrund der niedrigen Querschnittshöhen können Maßstabeffekte vernachlässigt werden (vgl. Kap. 4.4).

In Abb. 8.2 wird das im Folgenden beschriebene Querkraftmodell schematisch dargestellt.

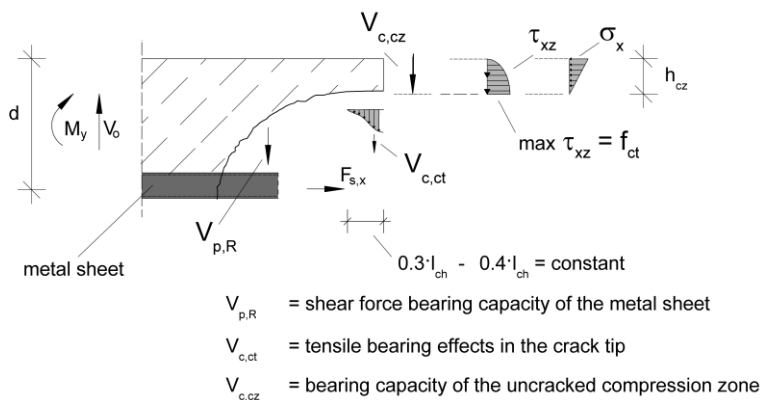


Abb. 8.2: Schematische Darstellung der Haupttragkomponenten im Querkraftabtrag von Verbunddecken.

Fig. 8.2: Schematic description of the main shear bearing components of the shear force capacity of composite slabs.

Im gerissenen Zustand, im Bereich konzentrierter Lasten und im Bereich von Schrägrissen verliert die Hypothese der ebenen Querschnitte von „Navier-Bernoulli“ ihre Gültigkeit. Ohne diese These fehlen weitreichende Informationen über den Verformungszustand, so dass Theorien zur Beschreibung des Querkrafttragverhaltens an Komplexität zunehmen oder sich vereinfachter Lösungsansätze bedienen müssen. In *Walther 1962* wurden die Zusammenhänge ausführlich thematisiert.

In der weiteren Betrachtung wird daher aus den drei vorgestellten Traganteilen ein zur Querkraftbemessung von Verbunddecken geeignetes Bemessungsmodell entwickelt, das sich auf Näherungen in der Formulierung der Einzeltragwirkungen beschränkt. Die auf das Bemessungsmodell einflussnehmende Betonart findet in einer direkten Gegenüberstellung Beachtung. Die einzelnen Traganteile werden in Unterkapiteln detailliert behandelt und abschließend in der Modellbetrachtung zusammengeführt.

8.2 Schubtraganteil des Verbundblechs

Unabhängig von der Form der Verbundbleche wurde innerhalb des maßgebenden Biegerisses die Steifigkeit der Verbundbleche und damit die vertikale Tragfähigkeit der Längsbewehrung überschritten (vgl. Abb. 8.3). Der vertikale Versatz im Riss nimmt Einfluss auf den Rissverlauf und das Versagen. Zum Zeitpunkt eintretender Rissuferverschiebungen ist der Flächenverbund bereits maßgeblich reduziert.



Abb. 8.3: Stegbeulen im Fußpunkt des Biegeschubrisses.

Fig. 8.3: Buckling of the web at the origin of the inclined bending crack.

Der durch das Stabilitätsversagen entstehende Rissuferversatz kann als Auslöser des Querkraftversagens angesehen werden. Dies wird durch die Untersuchungsergebnisse des Forschungsprojekts *Kurz und Hartmeyer 2010* (Versuche V_{LC} 24 bis V_{LC} 35) bestätigt. In den durchgeführten Versuchen konnte zwar eine leichte Schubrissbildung festgestellt werden, ein deutliches Stabilitätsversagen der Stege des Verbundblechs blieb dabei jedoch aus. Die Versuche wiesen ein Verankerungsversagen infolge Längsrissbildung auf. Ein Biegeschubversagen wurde hier nicht maßgebend.

Die Tragfähigkeit des Verbundblechs unter einer vertikalen Beanspruchung ist in das Modell einzubeziehen. Nach Erreichen der kritischen Beulspannung im freien Querschnitt zwischen den Rissufern wirkt das Schubfeld mit seiner Tragfähigkeit weiter und addiert sich zum Traganteil der ungerissenen Druckzone. Auf diese Weise werden die spezifischen Eigenschaften des reinen Verbundblechs berücksichtigt und

eine empirische Anpassung des Modells aufgrund unterschiedlicher Steifigkeiten der Längsbewehrung in Abhängigkeit des gewählten Blechtyps kann entfallen. Die für die allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen der Profiltafeln notwendigen Blechtragfähigkeiten werden üblicherweise in Übereinstimmung mit den Regelungen nach *DIN EN 1993-1-3 2010* in Versuchen ermittelt. In den ergänzenden Regeln für kaltgeformte dünnwandige Bleche sind im Anhang A der *DIN EN 1993-1-3 2010* neben unterschiedlichen Beanspruchungsarten wie Punkt- oder Linienlasten auch Versuche zur Bestimmung der Tragfähigkeiten im Feldbereich, bei dominierender Biegung oder direkt am Auflager zur Bestimmung der Tragfähigkeit bei maßgebender Querkraftbeanspruchung vorgesehen. Überkritische Tragreserven werden durch die versuchsgestützte Ermittlung erfasst. Damit sind die Schubtraganteile zugelassener Verbundprofile bereits gegeben und Regeln für die Bestimmung der Schubtraganteile von Neuentwicklungen normativ festgehalten.

Tab. 8.1 enthält eine Zusammenstellung der charakteristischen und mittleren Eigentragfähigkeiten der in dieser Arbeit verwendeten Profiltafelgeometrien unter vorherrschender Querkraftbeanspruchung. Tragfähigkeiten anderer Verbundprofile werden in Tab. 8.2 aufgeführt. Für die Profiltafel Cofraplus 60 der Firma ArcelorMittal wurden die Tragfähigkeiten der Zulassung *Cofraplus 2006* entnommen. Die Werte für das Verbundblech Cofrastra 40 sowie Cofrastra 70 wurden dem *Prüfbescheid Nr. II B 3-543-359* des Ministeriums für Bauen und Wohnen des Landes Nordrhein-Westfalen entnommen. Für das SuperHolorib-Profil wurden die notwendigen Versuche für das Gutachten mit der Nr. 1.12.1994 von der Universität (TH) Karlsruhe durchgeführt. Die dort festgelegten Bemessungstragfähigkeiten wurden unter Berücksichtigung der damals durchgeführten statistischen Auswertung in Mittelwerte zurückgerechnet. Für das unprofilierte Holorib-Profil wurden die Werte des geometrisch identischen SuperHolorib-Profils übernommen.

Tab. 8.1: Normierte Eigentragfähigkeiten unter reiner Querkraftbeanspruchung.

Table 8.1: Normalised values of the bearing capacity of the composite sheets under pure shear loading.

0	1	2	3	4
1	notation	nom. shear capacity $\bar{V}_{p,Rk} / \bar{V}_{p,Rm}$		
2	[-]	0.75 [mm]	0.88 [mm]	1.00 [mm]
3	Holorib 51	10.6 / 11.4 [kN/m]	14.9 / 15.5 [kN/m]	18.6 / 19.3 [kN/m]
4	SuperHolorib 51	10.6 / 11.4 [kN/m]	14.9 / 15.5 [kN/m]	18.6 / 19.3 [kN/m]

Da für einige Blechtypen (vgl. Tab. 8.2) keine normierten Mittelwerte zugänglich waren, wurde für diese Bleche von den 5 %-Fraktilwerten auf Mittelwerte rückgeschlossen. Hinweise zum statistischen Vorgehen sind im *SuperHolorib Gutachten Nr. 1.12.1994* gegeben. Die Umrechnung wurde entsprechend der damals üblichen Form nach Gl. (8.1) vorgenommen.

Umrechnung charakteristischer Werte in Mittelwerte (8.1)

$$V_{pm} = \frac{1}{(1-c_s)} \cdot V_{pc} = 1.04 \cdot V_{pc}$$

für $n = 6 \rightarrow (1-c_s) = 0.9622$

Bei unbekannter Versuchsanzahl wurde angenommen, dass drei Versuche je Blechdicke durchgeführt wurden. Danach wurde eine Grenzbetrachtung zwischen den minimalen und maximalen Blechdicken mit anschließender linearer Interpolation der Zwischengrößen vorgenommen. Damit ergeben sich auf der sicheren Seite liegende charakteristische Werte.

Tab. 8.2: Charakteristische sowie normierte mittlere Eigentragsfähigkeiten unter reiner Querkraftbeanspruchung.

Table 8.2: Characteristic and normalised average values for the bearing capacity of the composite sheets under pure shear loading.

0	1	2	3	4
1	denotation	nom. shear capacity $\bar{V}_{p,Rk} / \bar{V}_{p,Rm}$		
2	[-]	0.75 [mm]	1.00 [mm]	1.25 [mm]
3	Cofrastra 40	12.21 / 12.69 [kN/m]	18.16 / 18.87 [kN/m]	22.89 / 23.79 [kN/m]
4	Cofraplus 60	23.50 / 24.40 [kN/m]	41.40 / 43.03 [kN/m]	52.50 / 54.56 [kN/m]
5	Cofrastra 70	16.86 / 17.52 [kN/m]	27.99 / 29.09 [kN/m]	35.28 / 36.67 [kN/m]

Die in Tab. 8.1 und Tab. 8.2 aufgeführten Tragfähigkeiten der Trapezprofile entsprechen den auf die Soll-Streckgrenze sowie die Soll-Blechdicke normierten Werte gemäß einer Auswertung nach *DIN 18807-2 1987*, Abschnitt 7. Für einen Vergleich zwischen mittleren Versuchswerten und mittleren Tragfähigkeiten sind jedoch stets die Querschnitts- und Materialeigenschaften der getesteten Blechcharge zu berücksichtigen (vgl. Gl. (8.2)).

Mittlere Eigentragsfähigkeit des Verbundblechs (8.2)

$$V_{p,Rm} = \bar{V}_{p,Rm} \cdot \sqrt{\frac{f_{ypm}}{f_{ypk}}} \cdot \left(\frac{t_m}{t_{nom}} \right)^\beta$$

In der Regel liegt die Soll-Blechdicke t_{nom} über der gemessenen Abmessung $t_{m,cor}$. Für diesen Fall bestimmt sich β zu 1. Für den umgekehrten Fall ist $\beta = 2$. Mit dem Faktor β sowie den in der jeweiligen Verbundprofil-Zulassung geforderten Mindestwerten der Blechstreckgrenze bei gewählter nominaler Blechdicke lassen sich die mittleren Tragfähigkeiten bestimmen.

In der Versuchsdokumentation und auch in den folgenden Einzelkapiteln sind immer mittlere Tragfähigkeiten $V_{p,Rm}$ angegeben, bei denen die geometrischen und werkstoffbedingten Ist-Werte bei der Beanspruchbarkeit nach Gl. (8.2) bereits eingerechnet wurden. Zwischenwerte dürfen interpoliert werden. Für dickere Bleche wird empfohlen, die Tragfähigkeit des nächstkleineren Profilblechs als Grenzwert anzunehmen.

8.3 Schubtraganteil der ungerissenen Druckzonenhöhe

Wie bereits in Kap. 4.6 geschildert, führt die im Stahlbeton übliche Annahme eines starren Verbundes zu einer Überschätzung der Druckzonenhöhe. Der dabei entstehende Fehler steigt mit sinkendem Längsbewehrungsgrad an. Bei Verbunddecken im Teilverbund und Bewehrungsgraden von in der Regel unter 1 % kann dies zu einem Sicherheitsdefizit führen (vgl. Abb. 1.1). Mit dem verwendeten empirischen Ansatz der *DIN EN 1992-1-1 2011* kann für Verbunddecken die Druckzonenhöhe nicht sicher abgeschätzt werden. Dabei fließt nicht nur der Anteil der Druckzone sondern auch die Verdübelungswirkung in die empirische Größe $(100 \cdot \rho_{sL} \cdot f_{ck})^{1/3}$ (vgl. Gl. (1.1) und Gl. (1.2)) mit ein (vgl. *Fingerloos, Hegger und Zilch 2012*). Eine zusätzliche Fehlerquelle ist der Längsbewehrungsgrad, für den fälschlicherweise trotz fehlender Verankerung oftmals der volle Blechquerschnitt angesetzt wird.

Statt der empirischen Abschätzung der Druckzonenhöhe h_{cz} auf Basis des Längsbewehrungsgrades ist es für Verbunddecken besser die Druckzonenhöhe aus dem horizontalen Kräftegleichgewicht zwischen der verankerten Zugkraft und der resultierenden Betondruckkraft zu errechnen (vgl. Gl. (8.3))

Horizontales Kräftegleichgewicht (8.3)

$$N_{p,eff} \stackrel{!}{=} N_{c,eff}$$

Dabei sollte die verankerte Zugkraft mit der für Verbunddecken entwickelten Teilverbundtheorie bestimmt werden. Denn in der Teilverbundtheorie findet die Beschaffenheit der Verbundfuge, welche durch die Querschnittswerte, Materialfestigkeiten und Verbundeigenschaften des gewählten Verbundprofils beeinflusst wird, Berücksichtigung bei der Ermittlung der in den Beton einleitbaren Längsschubspannungen. Entsprechend der so verankerten Stahlzugkraft definiert sich dann die Höhe der ungerissenen Druckzone. Eine zusätzlich eingelegte Stabstahlbewehrung kann dabei ebenso wie zugelassene Endverankerungsmaßnahmen die aktivierte Druckzone vergrößern und kann in der Berechnung erfasst werden.

Auf die Druckzonenhöhe nimmt neben der Betonfestigkeit auch die innerhalb des ungerissenen Querschnitts angenommene Normalspannungsverteilung Einfluss. Mit der Betongüte verändert sich bei gleicher Deckenhöhe der innere Hebelarm zwischen den beiden Normalkräften. Durch *Li 1993* und *Minas 1999* bestätigte sich jedoch bereits, dass höhere Festigkeiten nur zu einer marginalen Vergrößerung des Hebelarms führen. Nach *Minas 1999* führt eine Steigerung der Betondruckfestigkeit von 500 % lediglich zu einem Anstieg der Biegetragfähigkeit um 9 %. Durch seine Untersuchungen konnte geschlossen werden, dass durch die Druckfestigkeit ab einer Festigkeitsklasse von C 20/25 kein Einfluss auf die Längsschubtragfähigkeit mehr vorliegt. In direkter Konsequenz ist der Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Tragfähigkeit von Verbunddecken von vernachlässigbarer Größe (vgl. Kap. 4.2). Von wesentlicher Bedeutung ist hingegen der für die Bemessung angenommene Druckspannungsverlauf innerhalb der Druckzone. Das spezifische Nachbruchverhalten des Betons ist in die Überlegungen miteinzubeziehen. In der Regel ist ein idealisierter rechteckiger Spannungsblock zulässig. Für Normalbeton bestimmt sich so die Höhe der ungerissenen Druckzone unter Ansatz der verankerten Bewehrung zu Gl. (8.4). Unter Berücksichtigung der Untersuchungen nach *Faust 2002* beschränkt

sich für Leichtbeton der mögliche Spannungs-Dehnungsverlauf auf eine linear anzunehmende Spannungsverteilung. Daraus resultiert Gl. (8.5), in der für die Berechnung der ungerissenen Druckzonenhöhe in leichten Verbunddecken eine dreiecksförmige Spannungsverteilung in der Druckzone angenommen wurde.

NWAC	(8.4)	LWAC	(8.5)
$h_{cz} = \frac{\eta \cdot A_{pm} \cdot f_{ypm}}{b_c \cdot f_{tcm}}$		$h_{lcz} = \frac{2 \cdot \eta \cdot A_{pm} \cdot f_{ypm}}{b_c \cdot f_{tcm}}$	

Die in den Gleichungen eingebettete Größe des Teilverdübelungsgrades η resultiert aus der Berechnung der Längsschubtragfähigkeit mittels Teilverbundtheorie. η ist eine charakteristische Größe, mit der sich der Anteil der verankerten Stahlzugkraft bestimmt. Die Berechnung entsprechend der Teilverbundtheorie unterliegt dabei der Annahme einer konstanten Verteilung der Längsschubspannungen in der Verbundfuge. Der Verankerungsgrad des Verbundblechs ist somit proportional zur Verbundlänge. Die Druckzonenhöhe wird gleichermaßen proportional beeinflusst. Eine Aufteilung der Verbundwirkung in den mechanischen Verbund und den Reibverbund wird nicht vorgenommen. Der Einfluss der Verbundlänge auf diese Verteilung und den dadurch bedingten Verlauf der Längsschubspannungen bleibt ebenfalls unberücksichtigt.

Der Querkraftwiderstand wird am Ende der Schublänge im Übergang zur maximalen Momentenbeanspruchung berechnet. Dort wird die Druckzone durch den Biegeschubriss maximal eingeschnürt und die Tragfähigkeit des Verbundquerschnitts unter vertikaler Beanspruchung bestimmt sich zum kleinstmöglichen Wert. Die Auswertung der Rissbilder bestätigte, dass die vereinzelt zwischen Auflager und maßgebendem Versagensriss zu beobachtenden Biegerisse die Risshöhe des Versagensrisses vor dessen Übergang zum Biegeschubriss nicht erreichen. Es kann daher angenommen werden, dass der ungerissene Betonquerschnitt und damit die Schubtragfähigkeit der Druckzone innerhalb der Schublänge stets größer ist als am Ende der Schublänge. In der Gegenüberstellung des minimalen Querkraftwiderstandes mit der Querkraftbeanspruchung im maßgebenden Schnitt neben dem Auflager gleicht dies einem Bogen-Zugband-Modell mit konstanter Druckbogenkraft. Wird die Verbunddecke mit schwimmender Lagerung ausgeführt, d. h. das Verbundprofil endet vor dem Auflager, so ist sie im Übergang als Massivdecke mit Rippenquerschnitt nachzuweisen. Hierzu ist nur die über das Auflager hinausgeführte Stabstahlbewehrung für den Querkraftnachweis, analog zu den Regeln der *DIN EN 1992-1-1 2011* anzusetzen. Verbunddecken, die als Durchlaufträger konzipiert werden, sind über der Stütze als Rippendecke nachzuweisen. Das Verbundprofil bleibt dann unberücksichtigt.

Mit dem Verfahren der Teilverbundtheorie nach *DIN EN 1994-1-1 2010* wurde für die Berechnung der Druckzonenhöhe eine Methode gewählt, die den Teilverbund in guter Näherung abbilden kann. Mit der Herleitung von *Zink 2000* ist es abschließend möglich, den Querkrafttraganteil der ungerissenen Biegedruckzone durch Integration der Schubspannungen über die Höhe der Druckzone zu ermitteln (siehe Gl. (8.6) und Gl. (8.7)). Der von Zink für Stahlbetonbalken gewählte Ansatz zur Bestimmung der Druckzonenhöhe $k_x \cdot d$ (vgl. Gl. (4.2)) wurde entsprechend der Betonart durch Gl. (8.4) bzw. Gl. (8.5) ersetzt.

$$\begin{array}{ll}
 \text{NWAC} & (8.6) \\
 V_{c,cz} = \int_0^{x_m} \int_0^{b_w} \tau_{xz}(z) \cdot d_y \cdot d_z = \frac{2}{3} \cdot h_{cz} \cdot b_w \cdot f_{ctm} & \left| \right. \text{LWAC} & (8.7) \\
 V_{lc,cz} = \int_0^{x_m} \int_0^{b_w} \tau_{xz}(z) \cdot d_y \cdot d_z = \frac{2}{3} \cdot h_{lcz} \cdot b_w \cdot f_{lctm} &
 \end{array}$$

Das Modell beruht auf der theoretischen Annahme, dass durch eine lokal begrenzte Rotation der Druckstrebe und damit verbunden der Änderung des inneren Hebelarms der notwendige Anteil der Querkraft aufgenommen werden kann. Dies setzt voraus, dass die Übertragung von Verbundspannungen im Riss ausfällt. In *Dehn 2002* wurde dies in Untersuchungen zu den Verformungen am Fußpunkt des Schrägrisses auch bestätigt. Die im Querschnitt vorhandenen Zug- und Druckkräfte bleiben damit in einem lokalen Bereich konstant. Aus der Neigung der Druckstrebe resultiert der mögliche vertikale Traganteil in der ungerissenen Druckzone. In Anbetracht der Rissbilder in Verbunddecken mit Querkraftversagen ist die Herleitung der Spannungsnulllinienlage über das innere Kräftegleichgewicht hinreichend genau. Die von Zink getroffenen Annahmen zum Traganteil der ungerissenen Druckzone können für Verbunddecken bestätigt werden.

Weiterhin wurde von Zink die Völligkeit des Schubspannungsverlaufs in der Druckzone zu 2/3 angenommen. Dies gilt für den einfachsten Fall einer linearen Verteilung der Normaldruckspannungen und stellt eine für Leichtbeton und auch für hochfeste Betone aufgrund ihrer Werkstoffeigenschaften zutreffende Annahme dar. Für Biegebauteile aus Normalbeton führt dies jedoch zu einer unwirtschaftlichen Bemessung. Nur wenn die maximalen Randstauchungen im Beton auf die Linearitätsgrenze (vgl. Gl. (8.8)) begrenzt würde, wäre die Normalspannungsverteilung in Normalbeton linear verteilt.

$$\text{NWAC} \quad \varepsilon_{c,lin} = \frac{0.4 \cdot f_c}{E_c} \quad (8.8)$$

In *Basche 2003* wurde ein Verfahren zur Erfassung von Nichtlinearitäten im Materialverhalten vorgestellt. Der Ansatz ist mathematisch aufwendig. Eine praxisgerechte Implementierung in das Modell ist nicht möglich. Unter Berücksichtigung der Vielzahl einflussnehmender Parameter, welche mit hohen Streuungen behaftet sind, erscheint die in *Zink 2000* getroffene Vereinfachung zur Integration der Schubspannungen in der Druckzone ausreichend genau.

Werden die Gl. (8.4) und Gl. (8.5) nach ihrer Zugehörigkeit in die Gl. (8.6) und Gl. (8.7) eingebettet, ergeben sich die Bestimmungsgleichungen für den vertikalen Traganteil der ungerissenen Druckzone $V_{c,cz} / V_{lc,cz}$ zu Gl. (8.9) und Gl. (8.10).

$$\begin{array}{ll}
 \text{NWAC} & (8.9) \\
 V_{c,cz} = \frac{2}{3} \cdot \frac{\eta \cdot A_{pm} \cdot f_{ypm}}{b_c \cdot f_{lcm}} \cdot b_w \cdot f_{ctm} & \left| \right. \text{LWAC} & (8.10) \\
 V_{lc,cz} = \frac{4}{3} \cdot \frac{\eta \cdot A_{pm} \cdot f_{ypm}}{b_c \cdot f_{l1cm}} \cdot b_w \cdot f_{lctm} &
 \end{array}$$

8.4 Grundwert der Querkrafttragfähigkeit

In Kap. 8.2 und Kap. 8.3 wurden die Traganteile für den Grundwert der Schubtragfähigkeit von Verbunddecken vorgestellt. Entsprechend den Ausführungen wirken beide Traganteile additiv und permanent und stellen eine untere Grenzbeanspruchbarkeit von Verbunddecken bei maßgeblicher Querbelastung dar (vgl. Gl. (8.11)).

$$NWAC / LWAC \quad V_{0,Rm} = V_{p,Rm} + V_{c,cz} \quad (8.11)$$

In die Grundgleichung fließen die durch die gewählte Profilart und –typ bedingten Einflüsse auf das Querkraftversagen bereits ein. Die in Abhängigkeit zur Profilsteifigkeit stehende Eigentragfähigkeit des Verbundblechs wird durch die vertikale Belastbarkeit entsprechend den Versuchsergebnissen erfasst. Mit der Verbundwirkung des gewählten Profils und den Maßnahmen zur Endverankerung errechnet sich die über die Verbundfuge in den Beton einleitbare Verbundkraft. Die verankerte Kraft bestimmt die Druckzonenhöhe und damit den vertikalen Schubtraganteil der ungerissenen Betondruckzone. Durch den Einfluss der Druckzonenhöhe unter Berücksichtigung der Teilverbundtheorie ist im Grundwert des Modells die Qualität der Verbundfuge berücksichtigt.

Die Tragfähigkeit von Endverankerungen wie Kopfbolzendübel, zugelassene Setzbolzen oder die bei speziellen Blechen möglichen Blechverformungsanker sind in den technischen Zulassungen der Profile und in *DIN EN 1994-1-1 2010* erfasst. Für zugelassene Produkte stehen damit alle notwendigen Informationen zur Verfügung, um mittels Teilverbundtheorie die verankerte Stahlzugkraft in Abhängigkeit des Profils und der zur Verfügung stehenden Verbundlänge zu bestimmen. Die Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse mit den Grundwerten nach Gl. (8.11) (vgl. Abb. 8.4) zeigt, dass der Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit von Verbunddecken ausreichend genau beschrieben werden kann.

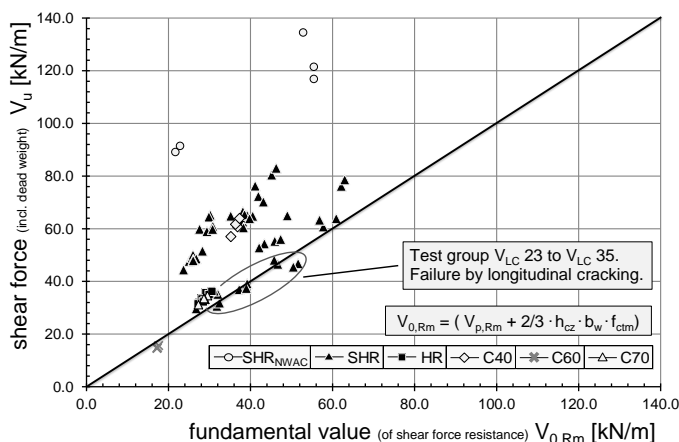


Abb. 8.4: Darstellung von experimentellen Querkrafttraglasten gegenüber dem Grundwert der Querkrafttragfähigkeit $V_{0,Rm}$.

Fig. 8.4: Diagram of test results of composite slabs with shear failure compared to the fundamental value $V_{0,Rm}$.

Die zur Bewertung herangezogenen Versuchsergebnisse stammen aus der angelegten Datenbasis aus Versuchen mit Querkraftversagen. Diese sind im Anhang B.4, Tab. B.16 ff. jeweils in Spalte 16 gekennzeichnet. Die Teilwerte der Schubtragfähigkeit $V_{0,Rm}$ sind in Anhang B.5 tabellarisch aufgeführt.

In der Gegenüberstellung wurde eine Gruppierung entsprechend der Profilart vorgenommen. Ergebnisse von Versuchskörpern mit Normalbeton sind durch die Bezeichnung NWAC im Index durch ein eigenes Symbol gesondert hervorgehoben. Der Grundwert stellt dabei für alle getesteten Parameterkombinationen eine untere Beschränkung dar. Zur Verdeutlichung des Mindestwertes wurden die Testergebnisse der Serie V_{LC} 24 bis V_{LC} 35 in die Grafik eingebunden. Trotz des Verankerungsverhaltens infolge einer Längsrissbildung mit anschließendem Spalten wird die postulierte Mindestquertragfähigkeit $V_{0,Rm}$ im Versuch erreicht. Für verbundschwache Profile, wie beispielsweise das Holorib oder das Cofraplus 60, liegt mit $V_{0,Rm}$ bereits eine gute Übereinstimmung mit der maximalen Beanspruchbarkeit V_u vor. Dies bestätigt gerade für offene Profile und glatte Holorib-Bleche die Erwartung nach Auswertung der Rissbilder. Das Rissbild der Versuche war stark ausgeprägt und im Grenzzustand der Tragfähigkeit erreichten die Rissbreiten mehrere Millimeter. Eine Beteiligung der Rissverzahnung am Lastabtrag konnte ausgeschlossen werden. In Kombination mit Leichtbeton wurden in den Versuchen nur Teilverdübungsgrade zwischen 15 % und 30 % erreicht. Mit dem Versatz der Rissufer wurde für das Biegeschubversagen eine kinematische Voraussetzung benannt, welche erst mit Überwindung der Schubtragfähigkeit der Verbundbleche eintreten kann. Zum Erreichen dieser Tragfähigkeit bedarf es gerade bei steiferen Blechen, die ein weitspannendes Herstellen im Bauzustand ermöglichen, einem überproportionalen Anstieg der Stahldehnungen. In Kombination mit einem schlechten Flächenverbund ist zum Zeitpunkt einsetzender Rissuferverschiebungen der Verbund daher weitestgehend zerstört und Traganteile aus einer Rissverzahnung sind zu vernachlässigen.

Das mit Gl. (8.11) vorgestellte Modell ist auf den Zustand kurz vor Schubversagen bezogen und stellt einen unteren Grenzwert dar. Bei Verbundprofilen mit einer effektiven Verbundwirkung wird die Beanspruchbarkeit mit dem Grundwert der Querkrafttragfähigkeit $V_{0,Rm}$ unterschätzt. Für Bleche des Typs SuperHolorib oder Cofrastra 40 führt die Kombination aus mechanischem Verbund und Reibverbund zu einem verbesserten Flächenverbund, infolgedessen die Querkrafttragfähigkeit durch eine lokal aktivierte Rissverzahnung gesteigert werden kann. Im Folgenden soll das bestehende Modell durch Addition des Traganteils der übertragenen Spannungen im Riss verfeinert werden.

8.5 Einfluss der Rissverzahnung

Bei kleinen Bauteilhöhen sinkt die Druckzonenhöhe gegenüber der Länge der Bruchprozesszone (vgl. Kap. 4.4). Infolgedessen steigt der Anteil der Rissverzahnung am Gesamtlastabtrag unter Querkraftbeanspruchung an und sollte aus wirtschaftlichen Gründen nicht vernachlässigt werden. Kann eine ausreichende Verbundwirkung zur Vermeidung kritischer Rissbreiten vorausgesetzt oder nachgewiesen werden, vergrößern die übertragbaren Spannungen im Riss den Grundwert der Schubtragfähigkeit von Verbunddecken nach Kap. 8.4. Der verwendete Betonzuschlag bestimmt die lokale Rauheit der Bruchflächen und beeinflusst maßgeblich den Wert der übertrag-

baren Schubspannung bei einer Scherbewegung im Riss. Die Unterschiede zwischen Leicht- und Normalbeton sind dabei gravierend. In Abb. 8.5 werden die Unterschiede für die Rissverzahnung an einem freigeschnittenen Biegeschubriss deutlich.

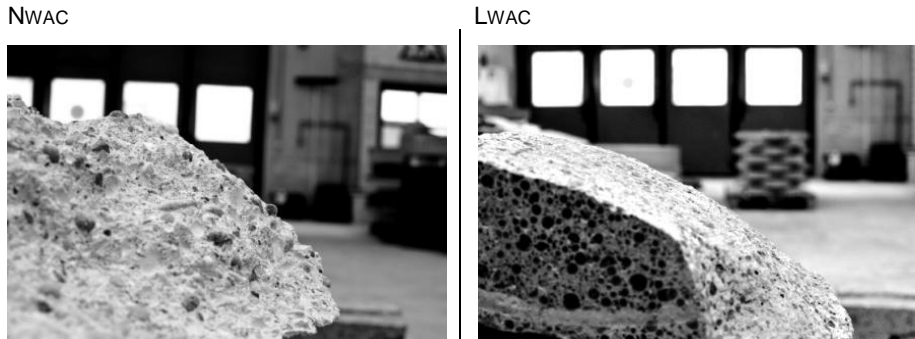


Abb. 8.5: Darstellung der Rissrauigkeit eines Biegeschubrisses an einem aufgesägten Prüfkörper (links: NWAC, rechts: LWAC).

Fig. 8.5: Local roughness of a bending shear crack surface of normal concrete (left) and lightweight concrete (right) at a sawed specimen.

Bei der Berechnung von Kräften in der Rissebene sind die gegenseitigen Abhängigkeiten zwischen Rissöffnung w_{cr} und Rissgleitung v_{cr} sowie deren Einfluss auf die auftretenden Schub- τ_{cr} und Normalspannungen σ_{cr} im Riss zu beachten. Der Zusammenhang zwischen diesen Größen wurde in *Walraven 1980* mit Hilfe numerischer Simulationen grafisch beschrieben (vgl. Abb. 8.6).

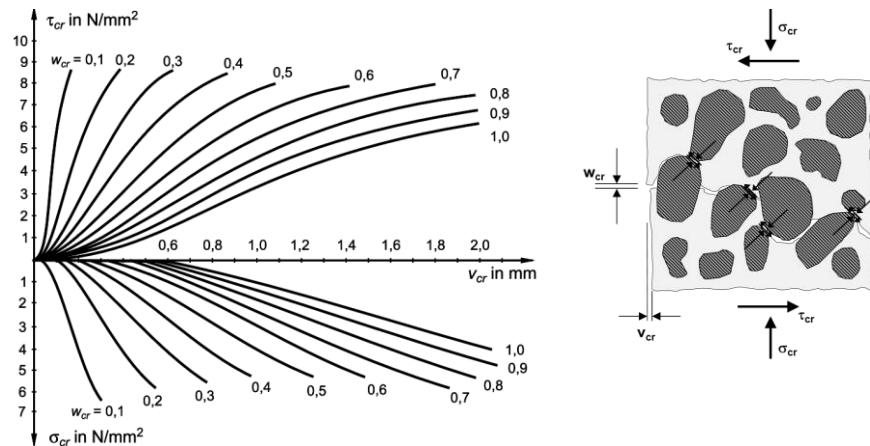


Abb. 8.6: Charakteristische Verläufe von Schubspannungen τ_{cr} und Normalspannungen σ_{cr} in Abhängigkeit der Rissgleitung v_{cr} für verschiedene Rissöffnungen w_{cr} entsprechend einer numerischen Simulation nach *Walraven 1980*.

Fig. 8.6: Characteristic shear-stress-curves τ_{cr} and normal-stress-curves σ_{cr} depending on the slide within the crack for different crack opening according to numerical calculations of *Walraven 1980*.

In *Walraven and Reinhardt 1981* finden sich mathematische Formulierungen, die in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit, der Rissgleitung und der Rissöffnung die

Berechnung der Spannungsanteile für Normalbeton (vgl. Gl. (8.12)) und Leichtbeton mit Normalsand (vgl. Gl. (8.13)) ermöglichen.

NWAC

(8.12)

$$\tau_{cr} = -\frac{f_{ck}}{30} + \left(1.8 \cdot \omega_{cr}^{-0.8} + (0.234 \cdot \omega_{cr}^{-0.707} - 0.2) \cdot f_{ck}\right) \cdot v_{cr}$$

$$\sigma_{cr} = -\frac{f_{ck}}{20} + \left(1.35 \cdot \omega_{cr}^{-0.63} + (0.191 \cdot \omega_{cr}^{-0.552} - 0.15) \cdot f_{ck}\right) \cdot v_{cr}$$

LWAC

(8.13)

$$\tau_{cr} = -\frac{f_{lck}}{80} + (1.495 \cdot \omega_{cr}^{-1.233} - 1) \cdot v_{cr}$$

$$\sigma_{cr} = -\frac{f_{lck}}{40} + (1.928 \cdot \omega_{cr}^{-0.87} - 1) \cdot v_{cr}$$

In *Zilch und Schmidhuber 2001* konnte für Rissbreiten größer als 0.7 mm eine zunehmende Fehlkalibrierung festgestellt werden. Aufbauend auf den Untersuchungsergebnissen wurde daher ein vereinfachtes bilineares Modell für große Rissbreiten entwickelt (vgl. Abb. 8.7).

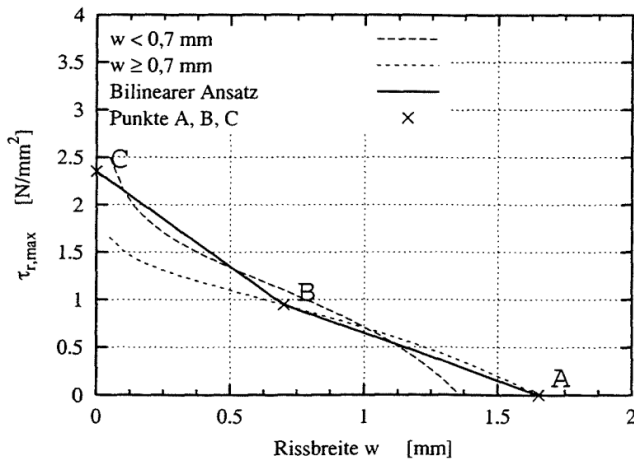


Abb. 8.7: Modifizierter bilinearer Ansatz zur Berechnung der Schubspannungen im Riss aus *Zilch und Schmidhuber 2001* für einen Beton der Festigkeitsklasse C 30/35.

Fig. 8.7: Bilinear approach to evaluate the shear stresses within the crack for a concrete C 30/35 according *Zilch und Schmidhuber 2001*.²

Aufbauend auf den vorgestellten Berechnungshilfen wurden verschiedene Methoden zur Bestimmung des Ristraganteils hergeleitet. Bekannt ist vor allem das Modell nach *Görtz 2004* und dessen Anpassungen in Arbeiten wie z. B. *Aldejohann 2008*. Hierbei handelt es sich um Modellansätze, die auf der vektoriellen Addition der Schubspannungen entlang eines vorgegebenen Risspfades beruhen. Danach ergibt sich die übertragbare Schubkraft infolge Kornverzahnung (aggregate interlock) nach Gl. (8.14).

NWAC / LWAC

(8.14)

$$V_{cr} = \sum_i (\tau_{cr} \cdot \sin(\beta_{r,i}) - \sigma_{cr} \cdot \cos(\beta_{r,i})) \cdot \Delta l_i$$

Der theoretische Riss ist durch Start- und Zielpunkt festgelegt und verläuft zwischen diesen Punkten in Abhängigkeit geometrischer Bedingungen (vgl. Abb. 8.8). Dabei sollten alle maßgebenden, den Verlauf bestimmenden Einflüsse erfasst werden. Für Stahlbetonbalken ohne Schubbewehrung hat sich nach *Fischer 1997* ein parabelförmiger Verlauf 4. Ordnung bewährt (vgl. Gl. (8.15)).

NWAC / LWAC

(8.15)

$$y(x) = f(x) = y_A - \sqrt[4]{1.5 \frac{(x_A - x)}{a}} \cdot d$$

Im Modell nach Abb. 8.8 ist die Rissuferverschiebung im Fußpunkt $v_{cr,A}$ zu variieren, da die Verteilung zwischen Schub- und Normalspannungen durch den Rissöffnungswinkel beeinflusst wird. Um den Wert der maximalen Schubkraft zu bestimmen, bedarf es daher stets einer Extremwertanalyse oder zumindest einer aufwendigen Beschreibung mittels Tabellenkalkulation. Für die Rissuferverschiebung sind Werte zwischen 0.01 mm und 0.1 mm anzunehmen. Notwendige mathematische Formulierungen sind in der Literatur gegeben (vgl. Görtz 2004, Aldejohann 2008).

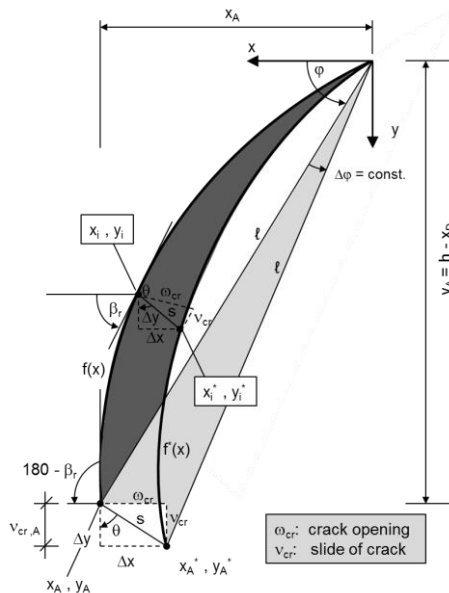


Abb. 8.8: Modellvorstellung des Rissverlaufs nach Görtz 2004 und Aldejohnann 2008 mit eingeleiteter Rotation des Risses um die Risssspitze infolge eines aufgetragenen vertikalen Versatzes im Fußpunkt.

Fig. 8.8: Model of the crack path including the rotation of the crack initiated by a vertical displacement within the starting point according *Görtz 2004* and *Aldejohann 2008*.

Für die Anpassung des Modells zur Beschreibung eines gesicherten Ansatzes für Verbunddecken reichen die vorliegenden Informationen nicht aus (vgl. Kap. 7). Die

Komplexität des Verbundverhaltens durch die Wechselwirkung verschiedener Verbundmechanismen und das Fehlen eines konkreten Verbundgesetzes in Abhängigkeit der Verbundlänge der Profile kommen erschwerend hinzu. Es ist daher nicht möglich, den Rissverlauf profilübergreifend und in Abhängigkeit des Teilverbundes zu beschreiben. Zusätzlich verhindert die notwendige Extremwertanalyse eine praxisgerechte Anwendung.

Die Traganteile aus der Rissverzahnung werden im Wesentlichen durch die Werkstoffeigenschaften des Betons beschrieben. Die Bewehrungsart ist, unter Vernachlässigung des Einflusses auf die Rissentwicklung, von untergeordneter Bedeutung. Verfahren auf Basis der Bruchmechanik sind daher übertragbar (vgl. *Zilch und Schmidhuber 2001*). Das Teilmodell für den Schubtraganteil der Rissverzahnung wurde daher auf Basis der Bruchmechanik erstellt. Die Grundlagen wurden in Kap. 2.3.2 hinreichend erläutert. Im Modell zur Beschreibung der Schubtragfähigkeit von Stahlbetonbalken nach *Zink 2000* wurde die Vergrößerung infolge Rissverzahnung durch einen empirischen Vergrößerungsfaktor erfasst. Aufgrund großer Bauteilhöhen wurden Maßstabseinflüsse berücksichtigt. Gegenüber dem Vorgehen von *Zink* wurde der Traganteil der Rissverzahnung nicht empirisch, sondern auf Grundlage von Studien aus der Literatur (vgl. Kap. 2.3.2) in Form eines vergrößernd wirkenden und konstanten Traganteils erfasst. Nach Auswertung der Rissbilder sind die Biegeschubrissverläufe in Verbunddecken kurz vor Versagen langgezogen und annähernd horizontal (siehe Kap. 6.3). Die Berücksichtigung eines Neigungswinkels des Risses kurz vor Schubversagen wird daher vernachlässigt.

Mit der Theorie der fiktiven Risslänge l_{ch} nach *Hillerborg et al. 1976* kann die auf Zug aktivierte Betonfläche innerhalb der Risspitze berechnet werden. Wird die Größe der Rissprozesszone mit der Betonzugfestigkeit f_{ctm} / f_{lctm} multipliziert, bestimmt sich der Traganteil der Bruchprozesszone $V_{c,ct}$ für Normalbeton nach Gl. (8.16) und für Leichtbeton entsprechend Gl. (8.17).

<p>NWAC</p> $V_{c,ct} = \alpha_{NC} \cdot \beta \cdot l_{ch} \cdot b_w \cdot f_{ctm} \quad (8.16)$ $= 0.12 \cdot \frac{G_f \cdot E_{cm}}{f_{ctm}^2} \cdot b_w \cdot f_{ctm}$		<p>LWAC</p> $V_{l,ct} = \alpha_{LC} \cdot \beta \cdot l_{ch} \cdot b_w \cdot f_{lctm} \quad (8.17)$ $= 0.09 \cdot \frac{G_f \cdot E_{lcm}}{f_{lctm}^2} \cdot b_w \cdot f_{lctm}$
--	--	--

Bezogen auf die effektive Breite zwischen den Hochsicken des Verbundprofils b_w wird so für das Modell die Berechnung des minimalen Traganteils angestrebt.

Würden die für Massivbauteile erarbeiteten Theorien zum Rissverlauf von *Fischer 1997* auf Verbunddecken übertragen, ist ein Neigungswinkel des Biegeschubrisses an der unteren Grenze zur ungerissenen Druckzone von 45° anzunehmen. Nach *Zink 2000* ist daher für den Traganteil der Rissprozesszone ein Reduktionsfaktor von $\sqrt{2}$ einzuführen, was in etwa dem Verhältnis zwischen Gesamtbreite der Versuchskörper b_c und der Summe der eingeschnürten Stegbereiche b_w bei Verbunddecken entspricht. Für die Überprüfung des Modells ist dann nicht die maximale Versuchslast, sondern die von *Keller 2007* postulierte Schrägrisslast zu verwenden. Die weiter mögliche Traglaststeigerung wird einer Sprengwerkausbildung zugeordnet. Die von *Fischer* getroffenen Annahmen zur Festlegung des Rissverlaufs treffen

bei Verbunddecken jedoch nicht zu, so dass hier in dieser Form nicht argumentiert werden kann. Mit dem dargestellten Ansatz wird für den Querkraftabtrag nur der minimal mögliche Traganteil der Rissprozesszone beschrieben und berücksichtigt.

Die charakteristische Länge der Bruchprozesszone $\beta \cdot l_{ch}$ ist mit den Faktoren nach *Remmel 1994* und *Grimm 1997* gegeben. Für Normalbeton nimmt β den Wert 0.4 an, für Leichtbeton ist β auf 0.3 zu reduzieren. Mit dem Völligkeitsfaktor α wurde die Größe der übertragbaren Spannungen an die unterschiedlichen Betoneigenschaften angepasst. Die Formulierung des Entfestigungsverhaltens von Beton nach *Reinhardt et al. 1986* (siehe Kap. 2.3.2, Abb. 2.3) kann zur Beschreibung der spezifischen Zugspannungs-Rissöffnungsbeziehungen genutzt werden. Ein Völligkeitsbeiwert α_{NC} bzw. α_{LC} von 0.3 ist hinreichend genau und eignet sich gleichwertig zur Beschreibung des Verhaltens von Normal- und Leichtbeton unter Zugbeanspruchung.

Die Zuschlagsart und Zusatzmittel wie Flugasche, Schwindreduzierer oder Silikastaub können sowohl positiv als auch negativ Einfluss auf die Entwicklung der eingebundenen Vorfaktoren nehmen. In *Faust 2002* wurde eine Vielzahl von Untersuchungen angestellt, um dies zu verdeutlichen. Mit den in der Datenbasis erfassten, sich teils deutlich unterscheidenden Betonrezepturen ist für die Modellentwicklung eine konservative Abschätzung möglich. Zusätzlich fließen durch das Vorgehen zur Bestimmung eines Bemessungsmodells nach *DIN EN 1990:2010* die zu erwartenden Streuungen mit in die statistische Anpassung des Modells ein (vgl. Kap. 8.7). Insgesamt nimmt damit der Vorfaktor für Normalbeton, als Produkt aus dem Wert für die Größe der Bruchprozesszone β und unter Berücksichtigung des Völligkeitswertes des Spannungs-Riss-Verhaltens α , einen Wert von 0.12 an. Aufgrund der geringen Steifigkeit der Zuschlagskörner und die dadurch bedingte Reduzierung der Rissverzahnung reduziert sich der Vorfaktor für Leichtbeton auf 0.09.

Die Bruchenergie ist mit den empirischen Formeln nach Gl. (8.18) bis Gl. (8.20) zu bestimmen.

NWAC (8.18)		SLWAC (8.19)		ALWAC (8.20)
$G_f = 24 + 26 \cdot f_{ctm}$		$G_f = 24 + 16 \cdot f_{lctm}$		$G_f = 16 \cdot f_{lctm}$

Auf die korrekte Verwendung der Einheiten innerhalb der empirischen Formeln ist zu achten, siehe hierzu die Erläuterungen in Kap. 2.3.2. In *Keller 2007* wurden die empirischen Näherungen gegenüber der Bruchenergie gängiger Leichtbetonrezepturen experimentell überprüft. Dabei konnte wie bereits in *Faust 2002*, eine gute Übereinstimmung festgestellt werden. Die notwendige Unterscheidung zwischen SLWAC und ALWAC bei der Berechnung der aufnehmbaren Bruchenergie muss auf Grundlage der jeweils verwendeten Betonrezeptur erfolgen. Mit der Substitution von Rheinsand durch Leichtsand verbessert sich das Gefüge der Betonmatrix. Die Verarbeitbarkeit und Festbetoneigenschaften werden positiv beeinflusst, die Rauheit der Bruchflächen bleibt jedoch unbeeinflusst. Die Steifigkeit der Zuschlagskörner und damit die Duktilität des Leichtbetons mit Leichtsand reduziert sich jedoch weiter. Aufgrund der gesteigerten Rissneigung bedarf es einer Anpassung der Bruchenergie. Für die in dieser Arbeit dokumentierten Versuche wurden die verwendeten Betonrezepturen im Anhang Tab. B.5 bis Tab. B.7 festgehalten.

Mit dem aufgestellten Modell nach Gl. (8.16) sowie Gl. (8.17) ist der Schubtraganteil aus der Rissverzahnung allein durch die Festbetoneigenschaften beschrieben und stellt eine konstante Vergrößerung der Schubtragfähigkeit von Verbunddecken dar. Der Rissverlauf bleibt dabei unbestimmt. Das bisherige Grundmodell $V_{0,Rm}$ wird durch eine einfache Lösung zur Ermittlung des Schubtraganteils im Riss $V_{c,ct}$ ergänzt.

8.6 Modellbetrachtung

Im Versagenshergang bestätigt sich die additive Wirkung der zuvor beschriebenen Teilkomponenten. Über den Riss hinweg werden die Querkräfte bis zur maximalen Tragkapazität des Verbundblechs übertragen. Das Versagen im Blech wird durch eine Kombination aus der Zugbeanspruchung bei gleichzeitig notwendiger Querkraftübertragung über die freie Länge zwischen den Rissufern eingeleitet. Dies resultiert in einem Beulen der Profilstege im Riss, welche so bereits unterhalb der Streckgrenze des Profils auftreten können. Mit den daraus resultierenden Rissuferverschiebungen wird ein Traganteil infolge einer lokalen Rissverzahnung aktiviert. Entscheidend für den Anteil der Rissverzahnung sind die Betoneigenschaften und die Rissbreite. Da die Rissbreite mit den Verbundeigenschaften des Verbundprofils korreliert und sich bei verbundschwachen Profilen im Fußpunkt kurz vor Bildung des Schrägrisses die Rissbreiten stark vergrößern, definiert die Rissbreite beim Überschreiten der Tragfähigkeit des Verbundblechs die weiter mögliche Rissverzahnung. Aufgrund schlechter Verbundeigenschaften ist daher bei einigen Verbundblechtypen der Biegeriss bereits so groß, dass bei der folgenden Entwicklung zum Schrägriss keine Rissverzahnung mehr vorhanden ist. Der Resttraganteil der Querkraft resultiert aus der ungerissenen Druckzone. Schneidet der Biegeschubriss die Druckzone, ist die Traglast erreicht.

Bei diesen Querschnitten trägt, gerade bei kleiner Aufbetonhöhe das Verbundblech mit seiner Eigentragsfähigkeit die Lasten weitestgehend allein ab. Der Schubtraganteil des Belchs ist dann meist sogar größer als der Traganteil der ungerissenen Druckzone. Wird dann die Tragfähigkeit des Verbundblechs überschritten und der vertikale Versatz tritt ein, können die Traglastverluste durch den aktivierten Traganteil der Druckzone nicht weiter kompensiert werden. Das Versagen tritt schlagartig ein.

Das Modell basiert auf einer Abbildung der am Lastabtrag beteiligten Tragkomponenten. Die Blechtragfähigkeit und der Traganteil der Kornverzahnung nehmen konstante Werte an. Die Größe der in der Druckzone aufnehmbaren Querkraft steigt proportional zur Verankerungslänge bis zur vollständigen Verankerung an. Das Modell zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Verbunddecken unter Berücksichtigung der Profil- und Betonart ist in den Gl. (8.21) und Gl. (8.22) dargestellt.

NWAC

(8.21)

$$\begin{aligned} V_{Rm} &= \left(V_{p,Rm} + \frac{2}{3} \cdot h_{cz} \cdot b_w \cdot f_{ctm} + 0.12 \cdot l_{ch} \cdot b_w \cdot f_{ctm} \right) \\ &= \left[V_{p,Rm} + \left(\frac{2}{3} \cdot \frac{\eta \cdot A_{pm} \cdot f_{ypm}}{b_c \cdot f_{tcm}} + 0.12 \cdot l_{ch} \right) \cdot b_w \cdot f_{ctm} \right] \end{aligned}$$

LWAC

(8.22)

$$V_{lRm} = \left(V_{p,Rm} + \frac{2}{3} \cdot h_{lcz} \cdot b_w \cdot f_{lctm} + 0.09 \cdot l_{ch} \cdot b_w \cdot f_{lctm} \right)$$

$$= \left[V_{p,Rm} + \left(\frac{4}{3} \cdot \frac{\eta \cdot A_{pm} \cdot f_{ypm}}{b_c \cdot f_{llcm}} + 0.09 \cdot l_{ch} \right) \cdot b_w \cdot f_{lctm} \right]$$

Mit der diskreten Beschreibung des Querkrafttragverhaltens kurz vor Versagenseintritt weicht das Modell vom Ansatz der bisherigen empirischen Lösung nach *DIN EN 1992-1-1 2011* ab. Die Querkrafttragfähigkeit von Verbunddecken ermittelt sich am Punkt des auftretenden maximalen Biegemomentes und folgt damit dem speziellen Verankerungsverhalten von Verbundprofilen als Flächenbewehrung. Das vorgestellte Modell bildet den minimalen Querkraftwiderstand von Verbunddecken ab. Dieser Widerstand ist der maximalen Querkrafteinwirkung neben dem Auflager gegenüberzustellen. Detaillierte Erläuterungen wurden hierzu bereits in Kap. 8.3 gegeben.

Gemäß den Erläuterungen in Kap. 8.4 und Kap. 8.5 sollte die Vergrößerung der Schubtragfähigkeit durch den Traganteil der Rissverzahnung zunächst nur bei Verbundprofilen mit hinterschnittener Geometrie und kombiniertem mechanischen Flächenverbund berücksichtigt werden. Die Korrelation zwischen Modell und Versuch wurde daher nur für Versuche mit Verbundprofilen des Typs SuperHolorib und Cofrastra 40 dargestellt. Aus der Versuchsdatenbank konnten hierfür 48 Versuche mit Querkraftversagen herangezogen werden. Diese sind im Anhang B.4 Tab. B.16 ff. jeweils in Spalte 16 gekennzeichnet. Die Traganteile $V_{p,Rm}$, $V_{c,ct}$ und $V_{c,cz}$ sowie die Werte der Schubtragfähigkeit V_{Rm} sind in Anhang B.5 tabellarisch aufgeführt. Die visualisierte Auswertung in Abb. 8.9 verdeutlicht die gute Übereinstimmung zwischen den experimentellen Versuchslasten V_u und den theoretischen Traglasten V_{Rm} nach Gl. (8.21) und Gl. (8.22) des entwickelten Querkraftmodells.

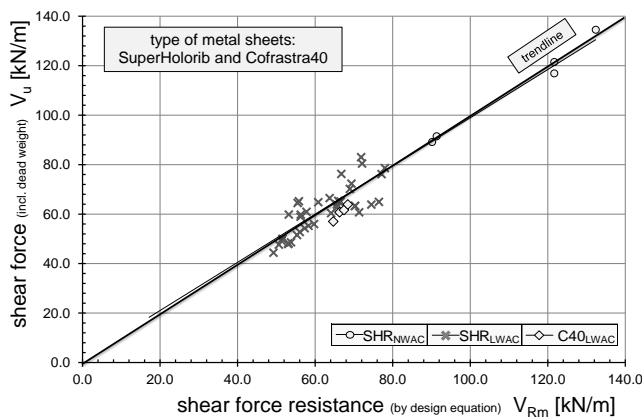


Abb. 8.9: Vergleichende Darstellung der Versuchsergebnisse V_u mit Hilfe des Bemessungsmodells V_{Rm} entsprechend Gl. (8.21) und Gl. (8.22) unter Verwendung von Mittelwerten.

Fig. 8.9: Comparison between experimental results V_u and the shear resistance V_{Rm} calculated using eq. (8.21) and eq. (8.22).

In der Auswertung bestätigt sich, dass die Unterschiede im Materialverhalten von Leichtbeton und Normalbeton sowie die Wirkung von Endverankerungsmaßnahmen mit dem Modell gut beschrieben werden können. Durch die Versuchsdatenbank liegen zudem ausreichend gesicherte Erkenntnisse für die abschließende Entwicklung des Widerstandsmodells vor (siehe Kap. 8.7).

Infolge der bei Leichtbeton stark reduzierten Rissreibung ist die Verteilung der Last auf die einzelnen Tragkomponenten bei Leicht- und Normalbeton nicht identisch. Um die Traglastverteilung und Gewichtung des Querkraftmodells zu veranschaulichen, wurde in Abb. 8.10 die Verteilung der Einzeltragkomponenten einer Verbunddecke aus Normalbeton der einer aus Leichtbeton gegenübergestellt. Die Werte sind jeweils auf die plastische Tragfähigkeit der normalschweren Verbunddecke normiert worden.

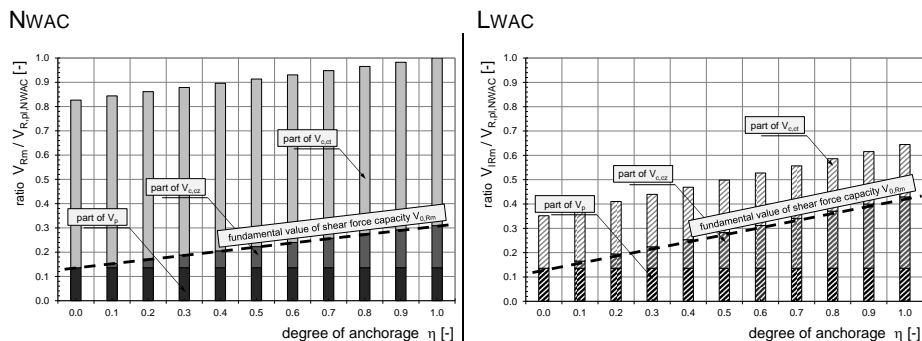


Abb. 8.10: Gegenüberstellung der Querkrafttraganteile bezogen auf die plastische Quertragfähigkeit einer Verbunddecke mit Normalbeton.

Fig. 8.10: Comparison of the shear bearing parts in relation to the plastic transversal shear bearing capacity of a composite slab made of normal weight concrete.

Bei leichten Verbunddecken verschiebt sich der Lastabtrag bedeutend in Richtung des Grundwerts. Bei Verbunddecken mit Normalbeton liegt hingegen ein höherer Traganteil der Rissverzahnung vor.

Bei Betonen geringer Rohdichte muss, bedingt durch das Tragverhalten im Nachbruchbereich (vgl. Kap. 8.3), bei zunehmendem Verankerungsgrad eine größere Druckzone aktiviert werden. Folglich steigt der Traganteil der Druckzone in Versuchen mit Leichtbeton schneller an. Im Modell ist dies bei der Berechnung der Druckzonenhöhe aufgrund der dreiecks Verteilung der Drucknormalspannungen mit dem Faktor 2 berücksichtigt (vgl. (8.23)). Damit folgt das aufgestellte Querkraftmodell den Empfehlungen und Untersuchungsergebnissen von *Reineck 1990* und *Keller 2007*. In *Reineck 1990* wird im Querkraftabtrag von Bauteilen aus Normalbeton den Traganteilen der Betonzugzone der maßgebliche Part am Lastabtrag zugesprochen. Bei Verwendung von Leichtbetonen müsse zudem nach *Keller 2007* aufgrund der reduzierten Kornsteifigkeit in der Betondruckzone Tragfähigkeitsverluste kompensiert werden. Für die getesteten Querschnitte mit geringer Bauteilhöhe können diese Beobachtungen bestätigt werden. Die Diagramme (Abb. 8.10) stellen nur eine qualitative Tendenz der Traglastverteilung dar. Die Betongüte oder die Wahl des Verbundprofils beeinflussen die dargestellte Verteilung. Bei steigender Betonfestigkeit sind nur marginale Veränderungen des Traganteils der Druckzone festzustellen (vgl. Kap. 8.3). Der Anteil der Bruchprozesszone nimmt mit zunehmender Sprödhheit des

Werkstoffs ab und die Blechtragfähigkeit gewinnt an Bedeutung. Bei Profilen mit höherer Tragfähigkeit sinkt der Anteil an Druckzonentragfähigkeit und Rissverzahnung.

Als weiterer Vergleich wurde in Abb. 8.11 die Zuverlässigkeit des vorgestellten Modellansatzes der Zuverlässigkeit der bisher genutzten Querkraftbemessungsformel nach *DIN EN 1992-1-1 2011* gegenübergestellt. Hierzu wurden alle auswertbaren Versuche berücksichtigt.

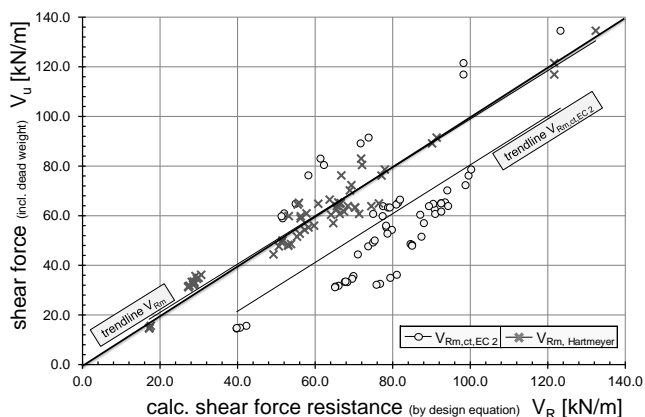


Abb. 8.11: Vergleich des Querkraftmodells nach *DIN EN 1992-1-1 2011* sowie des vorgestellten Querkraftmodells mit den Versuchslasten.

Fig. 8.11: Modal approach of *DIN EN 1992-1-1 2011* in comparison with the developed model V_{Rm} .

Mit einem Mittelwert von 1.001 und einem Variationskoeffizient von 0.105 liegt für den gewählten Ansatz eine ausgesprochen gute Übereinstimmung zwischen Modell- und Versuchslasten vor. Die Bemessungsformel nach *DIN EN 1992-1-1 2011* besitzt hingegen mit einem Mittelwert von 1.52 und einer Standardabweichung von 0.532 eine unzureichende Zuverlässigkeit (vgl. Tab. 8.3), für die maßgeblich die im Modell vorliegende Überschätzung der Betondruckzone verantwortlich gemacht werden kann.

Tab. 8.3: Berechnung der Variationskoeffizienten.

Table 8.3: Calculation of the coefficient of variation.

0	1	2	3	4	5
1	Coefficient Model	number of tests	safety coefficient	standard deviation	coefficient of variation
2	$V_{Rm,Hartmeyer}$	64	1.001	0.105	0.105
3	$V_{Rm,ct,EC 2}$	64	1.520	0.532	0.350

8.7 Stat. Widerstandsmodell nach DIN EN 1990 Anhang D

Bei der statistischen Kalibrierung des Widerstandsmodells wurde auf das Verfahren im Anhang D zur *DIN EN 1990 2010* zurückgegriffen. Mit Hilfe des standardisierten Verfahrens kann das entwickelte Widerstandsmodell auf Korrelation mit den Ver-

suchsergebnissen geprüft und empirisch soweit angepasst werden, dass eine sichere Übereinstimmung zwischen theoretischen und experimentellen Werten erzielt wird.

Vor der statistischen Kalibrierung wurde der Modellansatz auf Abhängigkeiten bezüglich der maßgebenden Einflussparameter überprüft. Untersucht wurden der Einfluss des Verankerungsgrades (vgl. Abb. 8.12), die Druckzonenhöhe (vgl. Abb. 8.13) sowie das Verhältnis zwischen Betonzugfestigkeit und Betondruckfestigkeit (vgl. Abb. 8.14). In der Zuverlässigkeit des Modells konnte dabei kein bedeutender oder nicht berücksichtigter Trend festgestellt werden.

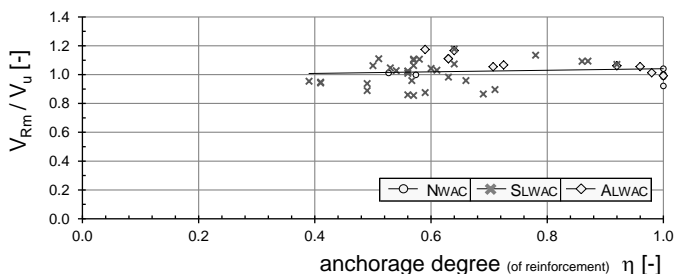


Abb. 8.12: Zuverlässigkeit des Modellansatzes in Abhängigkeit des Verankerungsgrades η .

Fig. 8.12: Reliability of the model approach plotted against the degree of anchorage η .

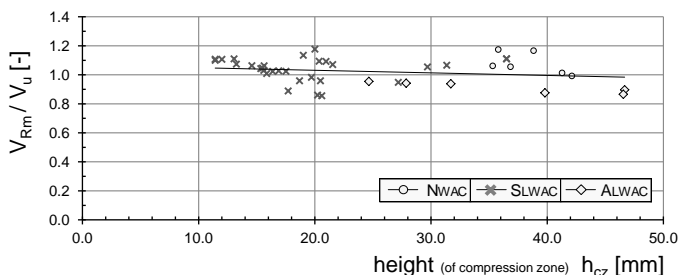


Abb. 8.13: Zuverlässigkeit des Modellansatzes in Abhängigkeit zur Druckzonenhöhe h_{cz} .

Fig. 8.13: Reliability of the model approach plotted against the height of the compression zone h_{cz} .

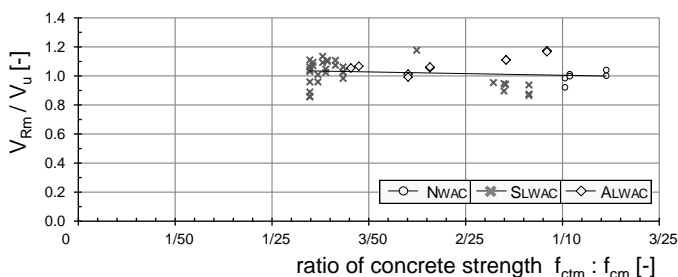


Abb. 8.14: Zuverlässigkeit des Modellansatzes in Abhängigkeit zum Verhältnis der Betonfestigkeiten $f_{ctm} : f_{cm}$.

Fig. 8.14: Reliability of the model approach plotted against the ratio of concrete strength $f_{ctm} : f_{cm}$.

Die weitere statistische Überprüfung wurde für den in Kap. 8.6 nach Gl. (8.21) und Gl. (8.22) vorgestellten Modellansatz V_{Rm} durchgeführt. Für die Auswertung wurden nur Versuche mit Profilen des Typs SuperHolorib und Cofrastra 40 herangezogen. Für diese kann das Mitwirken der Rissverzahnung und damit das vollständige Wirken aller Traganteile des Bemessungsmodells angenommen werden. Eine statistische Auswertung des Grundwerts der Querkrafttragfähigkeit $V_{0,Rm}$ nach Kap. 8.4 wurde bewusst nicht durchgeführt. Wegen der geringen Versuchsanzahl an offenen Verbundprofilen mit Leichtbeton würde statistisch eine unbegründet hohe unwirtschaftliche Abminderung erfolgen.

Da das Bemessungsmodell auf Basisvariablen mit anhaftenden Streuungen beruht, muss eine statistische Vorhersage der Streuung der zu berücksichtigenden Einflussgrößen in die Ermittlung des finalen Widerstandsmodells einfließen. Mit dem in Anhang D der *DIN EN 1990 2010* geschilderten Vorgehen ist eine Überprüfung der getroffenen Annahmen möglich. Abschließend werden die verwendeten mittleren Festigkeiten den charakteristischen Werkstoffgrößen angepasst.

Mit Kap. 8.2 bis Kap.8.5 ist die Entwicklung des Bemessungsmodells unter Berücksichtigung aller erforderlichen Basisvariablen abgeschlossen. In Gl. (8.21) und Gl. (8.22) ist das Querkraftmodell als Mittelwertfunktion aufgestellt. Eine Überprüfung der Zuverlässigkeit zeigt Abb. 8.9. Nach den Regeln der *DIN EN 1990 2010* ist keine Mittelwertkorrektur notwendig. Um die Streuung der Basisvariablen zu erfassen, wurden für die notwendigen Variationskoeffizienten sichere Schätzwerte festgelegt. Standen Vorinformationen zur Verfügung, wurde darauf zurückgegriffen. Für das entwickelte Modell wurden sieben Basisvariablen identifiziert. Die zu den Basisvariablen gehörenden Variationskoeffizienten sind in Tab. 8.4 aufgeführt.

Tab. 8.4: Berechnung der Variationskoeffizienten.

Table 8.4: Calculation of the coefficient of variation.

0	1	2	3
1	variable	coefficient of variation of the basic variables	in accordance to reference
2	E_{cm}	0.0 (uninfluential)	<i>DIN EN 1992-1-1 2011</i>
3	f_{cm}	$\frac{8}{1.64 \cdot f_{cm}} = 0.154$	<i>DIN EN 1992-1-1 2011</i>
4	f_{ctm}	0.182	<i>Andres 2004</i>
5	f_{ypm}	$\frac{19}{f_{ypm}} = 0.052$	<i>Hicks et al. 2013</i>
6	V_{pm}	$\frac{\sigma_x}{(1.698 \cdot m_x)} = 0.162$	appraised value
7	α	$\frac{\sigma_x}{(1.698 \cdot m_x)} = 0.063$	appraised value
8	η	0.38	appraised value

Die für die statistische Beurteilung des Querkraftmodells zusammengestellte Gruppe von Versuchen zeichnet sich durch eine bewusste Variation der verwendeten Betonfestigkeitsklassen und durch eine im Vorfeld gezielt gesteuerte Untersuchung ver-

schiendener Teilverdübelungsgrade aus. Für die statistische Beurteilung ergeben sich hieraus jedoch Schwierigkeiten bei der Festlegung der Streuungen.

Die die Querkrafttragfähigkeit beeinflussende charakteristische Länge der Rissprozesszone l_{ch} kann über den Elastizitätsmodul und die Zugfestigkeit beschrieben werden. Der Einfluss wird daher durch die konkrete Berücksichtigung der einzelnen Betonkennwerte erfasst. Dabei ist der Elastizitätsmodul nach *DIN EN 1992-1-1 2011* eine deterministische Größe. Zwar wird in *DIN 1045-1 2008* ein Variationskoeffizient für diese Größe benannt, jedoch bleibt der E-Modul für das Modell im Grenzzustand der Tragfähigkeit ohne Einfluss. Die Streuung und der Variationskoeffizient werden daher zu Null angenommen. Beton ist eine über die Jahrzehnte bekannte und oftmals untersuchte Größe. Nach den Angaben in *DIN EN 1992-1-1 2011* sowie in guter Übereinstimmung mit der Forschungsarbeit von *Fischer 1997* und *Andres 2004* erscheint daher ein Variationskoeffizient von 0.154 für die Betondruckfestigkeit und 0.182 für die Betonzugfestigkeit als ausreichend. Würde aus den eigenen Versuchen ein Variationskoeffizient ermittelt, läge dieser aufgrund der gerade bewusst untersuchten Bandbreite an Betonen zu sehr auf der sicheren Seite. Dies gilt auch für den Variationskoeffizienten der Streckgrenze der Profilbleche, welcher daher nach *Hicks et al. 2013* mit 0.052 festgelegt wurde. Für den Vorfaktor α als Produkt zur Bestimmung der Wirkung und Größe der Bruchprozesszone und für die Eigentragfähigkeit des Verbundblechs V_{pm} wurden konservative Schätzwerte festgelegt. Die Größe wurde jeweils in Anlehnung an *Probabilistic MC 2001* mit einem Fraktilenwert entsprechend der berücksichtigten Versuchsanzahl von $k_{n,48} \approx 1,698$ bestimmt.

Die Basisvariable η hat den größten Einfluss. Dies war auch zu erwarten, denn der Traganteil der ungerissenen Druckzone hat am Gesamtquerkraftabtrag von Verbunddecken aus Leichtbeton den größten Anteil und der Teilverdübelungsgrad η stellt die für diesen Anteil bestimmende Größe dar. Aufgrund der angenommenen konstanten Verteilung der Verbundspannung steigt der Traganteil der ungerissenen Druckzone mit dem Verdübelungsgrad η proportional an (vgl. Gl. (8.24)).

NWAC

(8.24)

$$\eta = \frac{\tau_u \cdot L_v}{R_{eH} \cdot A_{p,eff}}$$

Da der Teilverbund bei Verbunddecken zum Teil ein konstruktives Mittel des Planers darstellt und die statistisch ausgewertete Grundgesamtheit aus einer Vielzahl von Versuchen verschiedener Verbundlängen bestand, ist eine Ermittlung des Variationskoeffizienten über die Standardabweichung dieses Beiwerts nicht möglich. Mit einem Variationskoeffizienten von 0.38 wurde ein Wert gewählt, ab dem eine weitere Erhöhung des Koeffizienten nur noch geringe Auswirkungen auf den Teilsicherheitsbeiwert γ_V des entwickelten Querkraftmodells hat. Der Teilsicherheitsbeiwert näherte sich so asymptotisch einem Wert von 1,35 an.

Eine Alternative hierzu wäre gewesen, Gruppen von Versuchen ähnlicher Teilverdübelungsgrade zu bilden. Zur Festlegung dieser Gruppen müsste dann jedoch eine passende Standardabweichung zum definierten Mittelwert angenommen werden. Der Variationskoeffizient ergäbe sich bei unbekannter Varianz. Durch Bildung der Kleingruppen reduzierte sich die Versuchsanzahl je Gruppe, wodurch die Fraktilenwerte k_n

zusätzlich ansteigen. Aufgrund der Zusammensetzung der zur Verfügung stehenden Versuche wird dieses Vorgehen als zu konservativ betrachtet. Die vorgestellte Vorgehensweise ist jedoch sicherlich eine alternative Herangehensweise für die Zukunft, wenn durch weitere Versuche eine größere Datenbank ähnlicher Einzelversuche entsteht.

Mit Hilfe von Wichtungsfaktoren und Fraktilewerten lässt sich nach *DIN EN 1990 2010* in Abhängigkeit der Versuchsanzahl der charakteristische Wert und der Bemessungswert des Widerstandsmodells ermitteln. Der Teilsicherheitsbeiwert ergibt sich aus der Division des charakteristischen Wertes des Bemessungsmodells durch den Bemessungswert. Die vorgestellten Variationskoeffizienten der Basisvariablen nehmen dabei Einfluss auf das Ergebnis, so dass eine Sensitivitätsstudie durchzuführen ist. Bei Änderung der Variationskoeffizienten wirkt sich dies direkt auf den Teilsicherheitsbeiwert des Modells aus. Die Ergebnisse der Sensitivitätsstudie sind in Tab. 8.5 dargestellt.

Tab. 8.5: Sensitivitätsanalyse durch Variation der Variationskoeffizienten der Basisvariablen.

Table 8.5: Sensitivity analysis by variation of the coefficient of variation of the basic variables.

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	parameter set	coefficient of variation of basic variables							
2	Set 1	$V(f_{cm})$	$V(\alpha)$	$V(f_{ctm})$	$V(E_{cm})$	$V(f_{ypm})$	$V(V_{pm})$	$V(\eta)$	γ_v
3	Set 2	0.100	0.063	0.182	0.00	0.052	0.162	0.380	1.345
4	Set 3	0.154	0.100	0.182	0.00	0.052	0.162	0.380	1.352
5	Set 4	0.154	0.063	0.100	0.00	0.052	0.162	0.380	1.341
6	Set 5	0.154	0.063	0.182	0.00	0.100	0.162	0.400	1.355
7	Set 6	0.154	0.063	0.182	0.00	0.052	0.200	0.380	1.354
8	Set 7	0.154	0.063	0.182	0.00	0.052	0.162	0.320	1.333
9	Set 8	0.154	0.063	0.182	0.00	0.052	0.1622	0.400	1.359

Der Teilsicherheitsbeiwert γ_v wurde entsprechend der Sensitivitätsanalyse und dem Parameter-Set 1 der Variationskoeffizienten (grau markiert) zu 1.35 ermittelt.

Unter Berücksichtigung der charakteristischen Materialfestigkeiten definiert sich das Widerstandsmodell für die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Verbunddecken für Normalbeton zu Gl. (8.25) und für Leichtbeton zu Gl. (8.26).

NWAC

(8.25)

$$\begin{aligned}
 V_{Rd} &= \frac{1}{\gamma_v} \cdot \left(\bar{V}_{p,Rk} + \frac{2}{3} \cdot h_{cz} \cdot b_w \cdot f_{ctk} + 0.12 \cdot l_{ch,k} \cdot b_w \cdot f_{ctk} \right) \\
 &= \frac{1}{1.35} \cdot \left[\bar{V}_{p,Rk} + \left(\frac{2}{3} \cdot \frac{\eta \cdot A_p \cdot f_{ypk}}{b_c \cdot f_{lc}} + 0.12 \cdot l_{ch,k} \right) \cdot b_w \cdot f_{ctk} \right]
 \end{aligned}$$

LWAC

(8.26)

$$V_{Rd} = \frac{1}{\gamma_V} \cdot \left(\bar{V}_{p,Rk} + \frac{2}{3} \cdot h_{lcz} \cdot b_w \cdot f_{lctk} + 0.09 \cdot l_{ch,k} \cdot b_w \cdot f_{lctk} \right)$$

$$= \frac{1}{1.35} \cdot \left[\bar{V}_{p,Rk} + \left(\frac{4}{3} \cdot \frac{\eta \cdot A_p \cdot f_{ypk}}{b_c \cdot f_{llc}} + 0.09 \cdot l_{ch,k} \right) \cdot b_w \cdot f_{lctk} \right]$$

In Anlehnung an die Darstellung der Teilverbundtheorie kann ein Bemessungsdiagramm für die Querkrafttragfähigkeit von Verbunddecken aufgestellt werden. Dieses ist in Abb. 8.15 gezeigt. Der Nachweis gilt als erfüllt, wenn die maximal auftretende Beanspruchung aus Querkraft für den vorhandenen Teilverdübungsgrad unterhalb der Grenzlinie von $V_{0,Rd}$ bzw. V_{Rd} bleibt.

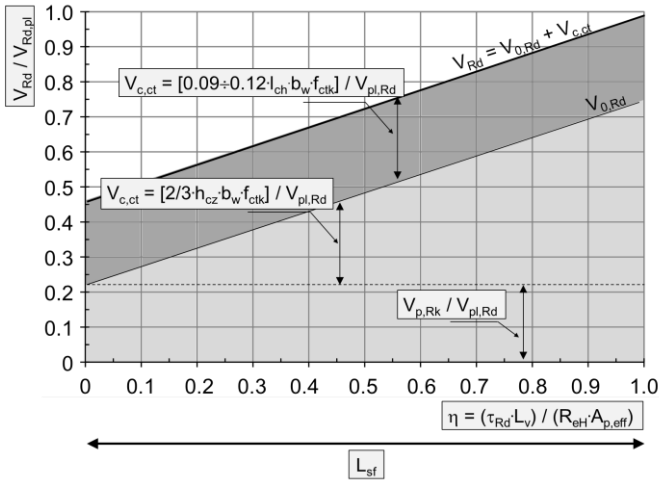


Abb. 8.15: Visualisierung des Querkraftmodells.

Fig. 8.15: Visualization of the shear model.

Es besteht weiterhin die Möglichkeit das Bemessungsdiagramm für Querkraft in das Diagramm der Teilverbundtheorie einzubinden. Hierzu wird das in Abb. 8.15 dargestellte Diagramm erst nach unten gespiegelt und dann direkt unter dem Teilverbunddiagramm angeordnet. Dabei ist der für den Querkrafttragnachweis theoretisch festgelegte Nachweisschnitt zu berücksichtigen. Daher wird das Querkraftbemessungsdiagramm um die halbe Trägerlänge gegenüber dem Teilverbunddiagramm verschoben. So wird für den grafischen Nachweis die minimale Querkrafttragfähigkeit am Ende des Biegeschubbrisses mit der maximalen Querkrafteinwirkung am Auflager überblendet und es entsteht ein modifiziertes Bemessungsdiagramm, welches den kombinierten Nachweis für Querkraft und Längsschub ermöglicht. Für eine Verbunddecke als Einfeldträger mit Endverankerung und Gleichstreckenlast wurde dies in Abb. 8.16 exemplarisch dargestellt. Die Nachweise sind erbracht, wenn die Einwirkungen aus der Querkraft und dem Moment die entsprechende Grenzlinie des Widerstandes nicht übersteigen. Die Darstellung in Abb. 8.16 liegt in normierter Form

vor. Alle Einwirkungen und Widerstände sind daher auf die Beanspruchbarkeit bei vollständiger Verankerung $V_{Rd,pl}$ bezogen.

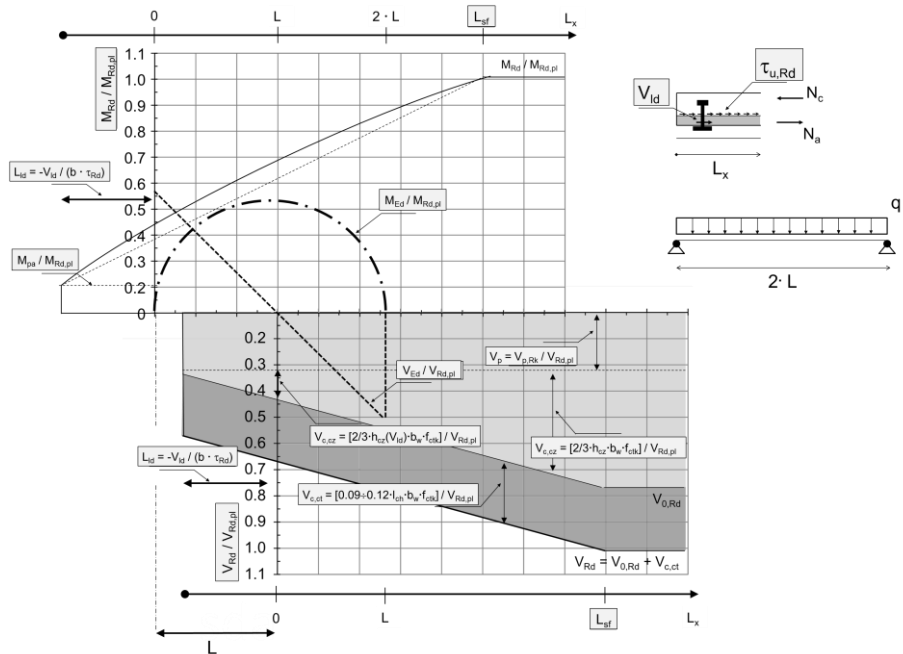


Abb. 8.16: Modifiziertes Nachweisdiagramm für Verbunddecken unter Gleichstreckenlast.

Fig. 8.16: Modified diagram to analyze composite slabs with uniformly distributed load.

Werden Endverankerungsmaßnahmen vorgesehen, werden wie im bekannten Teilverbunddiagramm durch diese Verankerung bereits hinter dem Auflager Traganteile aktiviert. Die Verbundlänge verkürzt sich um den verankerten Schubtraganteil der Verankerungsmaßnahme V_{id} . Für den Querkraftnachweis bedeutet dies konkret, dass ein Teil der Druckzonenhöhe h_{cz} / h_{lcz} bereits am Auflager durch den verankerten Schubtraganteil V_{id} der Endverankerungsmaßnahme aktiviert wird und sich dann durch die Verbundwirkung des Profilblechs weiter vergrößert.

Die Verwendung des Bemessungsmodells erfolgt analog zum Vorgehen bei der Nachweisführung mit dem Teilverbunddiagramm nach *DIN EN 1994-1-1 2010*. In Tab. 8.6 werden die notwendigen Arbeitsschritte aufeinanderfolgend in den Zeilen 2 bis 13 erläutert. Die Momentenbeanspruchbarkeit wird hier vereinfachend linear angenähert.

Tab. 8.6: Vorgehen zum Aufstellen des Bemessungsdiagramms und der Nachweisführung.

Table 8.6: Method of arranging the design diagram and proving the composite slab.

0	1	2	3
1	variable	formulation	comment
2	L_{sf}	$= N_{cf} / (b \cdot \tau_{u,Rd}) = (A_p \cdot f_{yp}) / (b \cdot \tau_{u,Rd})$	length needed for full bonding behaviour
3	M_{pa}	referred to the general approval	bending moment capacity of steel sheet
4	$M_{Rd} = M_{pl,Ed}$	$= N_{cf} \cdot z_p$	plastic moment capacity*
5	z_p	NWAC: $= h_t - \frac{1}{2} \cdot h_{cz} - e_p$	LWAC: $= h_t - \frac{1}{3} \cdot h_{cz} - e_p$ moment arm*
6	$V_{p,Rk}$	referred to the general approval	shear force bearing capacity of steel sheet
7	L_x	referred to the structural analysis	available bonding length
7	η	$\eta = \frac{\tau_u \cdot L_v + V_{ld}}{R_{eH} \cdot A_{p,eff}}$	ratio of doweling to calculate the height of compression zone
8	h_{cz}	NWAC: $= \frac{\eta \cdot A_p \cdot f_{ypk}}{b_c \cdot f_{lc}}$	LWAC: $= \frac{2 \cdot \eta \cdot A_p \cdot f_{ypk}}{b_c \cdot f_{lc}}$ height of compression zone
9	$V_{Rd} = V_{pl,Rd}$	$= V_{0,Rd} + V_{c,ct}$	shear force bearing capacity of the composite slab
10	arrange diagram; planned end-anchorage systems could be include by defining V_{ld}		
11	M_{Ed}	referred to the structural analysis	moment action
12	V_{Ed}	referred to the structural analysis	vertical bearing action
13	draw the bending line and transverse force path in diagram		
14	the proof is done if there is no crossing between bearing action and bearing capacity		

* additional reinforcement has to be considered in step 4 and 5

9 Zusammenfassung und Ausblick

Ein mechanisch begründetes Modell zur Beschreibung des Querkrafttragverhaltens von Verbunddecken existiert bisher weder für Normal- noch für Leichtbeton. Die Form und insbesondere die Tragfähigkeit des Verbundprofils blieben in den semi-empirischen Lösungen der *DIN EN 1992-1-1 2011* unberücksichtigt. Zudem fehlt der Bezug zum speziellen Trag- und Verbundverhalten von Verbunddecken (siehe Kap. 1). In Verbindung mit Leichtbeton liegt dabei eine unzureichende Beschreibung des Querkraftabtrags vor, in dessen Folge Sicherheitsdefizite auftreten können. Somit müssen neue Ansätze zur Beschreibung des Querkrafttragverhaltens von Verbunddecken gefunden werden. Die vorgelegte Arbeit leistet hierzu einen Beitrag.

Das Querkraftversagen bei Verbunddecken tritt bei hoher Längsschubbeanspruchung mit teils deutlichem Endschlupf auf. Der sich nach dem Verlauf der Spannungstrajektorien richtende Biegeschubriss schnürt dabei mit fortschreitender Belastung die Druckzone zunehmend ein. Die Querkrafttragfähigkeit von Verbunddecken bestimmt sich aus drei additiv wirkenden Traganteilen. Die Summe aus der Eigentragfähigkeit des Verbundblechs und dem Querkrafttraganteil der ungerissenen Betondruckzone kann als Mindestquerkrafttragfähigkeit von Verbunddecken angesehen werden. Zusätzlich liegt in Abhängigkeit der Verbundeigenschaften des Verbundprofils und der Betoneigenschaften ein Anteil aus Rissverzahnung vor, welcher einen erheblichen Anteil an der Gesamttragfähigkeit annehmen kann.

Es konnte ein eigenständiges Querkraftmodell entwickelt werden, welches sich aus der diskreten Beschreibung der einflussnehmenden Einzeltragwirkungen zusammensetzt. Die Unterschiede bei der Verwendung von Normal- und Leichtbeton werden gemäß den spezifischen Materialeigenschaften erfasst. Die Geometrie des Verbundprofils bestimmt maßgeblich dessen Verbundwirkung. Dabei sind offene und hinterschnittene Formen zur Herstellung der Verbundwirkung zu unterscheiden. Die Untersuchungen haben ergeben, dass lediglich die Kombination aus mechanischem Verbund und Reibverbund die Aktivierung aller drei Traganteile des Querkraftmodells sicherstellt. Werden offene oder glatte hinterschnittene Bleche verwendet, sollte lediglich der Grundwert der Querkrafttragfähigkeit (vgl. Kap. 8.4) angesetzt werden. Dies ist durch den Anwender zu entscheiden. Ein Modell für eine teilweise Aktivierung der Rissverzahnung kann nur bei vorhandenem Verbundgesetz und in Abhängigkeit der Rissbreite formuliert werden. Hierzu fehlen weiterhin konkrete Kenntnisse über die Wechselwirkung der Verbundmechanismen mit der Schublänge. Die Theorie des Teilverbundes wurde in der Entwicklung des Querkraftmodells berücksichtigt. Verstärkungsmaßnahmen durch eine zugelegte Stabstahlbewehrung oder durch Verwendung von Endverankerungsmaßnahmen werden im Modell direkt erfasst und führen zu einer Vergrößerung der Querkrafttragfähigkeit.

Durch die Untersuchungen konnte die additive Wirkung der Traganteile im Querkraftabtrag von Verbunddecken bestätigt werden. Die variable Gestaltung des Querkraftmodells erlaubt daher in Zukunft einen einfachen Austausch oder die Ergänzung von Traganteilen durch modifizierte Ansätze.

In den bisherigen Untersuchungen wurde Faserbeton ausgeschlossen. Durch Forschungsprojekte wie *Ackermann 2010* oder *Bradford et al. 2012* wird das Interesse

an der Verwendung von faserbewehrten Betonen deutlich. In Verbunddecken lässt sich so neben der Duktilität auch der Brandschutz erhöhen. Weiterhin ist es möglich, auf die in Abhängigkeit des Verbundprofils teils vorgeschriebene konstruktive Bewehrung zu verzichten. Der zu erwartende Einfluss auf das Querkrafttragverhalten durch eine erhöhte aufnehmbare Bruchenergie des Betons und der damit gesteigerten Rissverzahnung infolge minimierter Rissbreiten kann auf einfachem Wege implementiert werden. Einfluss auf die Rissbreite nimmt auch eine zusätzliche Längsbewehrung. Neben dem Einfluss auf die Rissbreite ist zudem ein Verdübelungseffekt der Betonstahlbewehrung zu erwarten. Durch die verankerte Zulagebewehrung verringert sich zudem die maximale Dehnung und Beanspruchung im Blech. Der eintretende Versatz der Rissufer bei Überschreiten der Blechtragfähigkeit wird verzögert und die Querkrafttragfähigkeit wird überproportional gesteigert. Damit liegen weitere für die Querkrafttragfähigkeit von Verbunddecken relevante Forschungsansätze vor.

Mit der Längsrissbildung wurde für Verbunddecken mit Leichtbeton ein unbekannter Versagensmodus identifiziert. Wird die Tragfähigkeit der Verbunddecken durch ein Verankerungsversagen wie der Längsrissbildung mit anschließendem Spalten begrenzt, wird nur der Grundwert der Querkrafttragfähigkeit der Decke erreicht. Da dem Aufspalten der Decke ein schlagartiger Lastabfall folgt und das System kollabieren kann, ist dieser Versagensmodus auf jeden Fall zu vermeiden. Hierzu wurde mit dem modifizierten Modell zur Berechnung der einzulegenden Querbewehrungsmenge ein konstruktiver und wirtschaftlicher Vorschlag unterbreitet.

Das Ziel zukünftiger Versuche sollte die diskrete Aufteilung der Verbundwirkung in mechanischen Verbund und Reibverbund sowie deren Interaktion mit der Verbundlänge beinhalten. Die verschmierte Annahme der Längsschubspannungen über die Verbundlänge genügt nicht, um den komplexen Zustand des Längsschubs zu beschreiben. Zusammen mit den Versuchsergebnissen dieser Arbeit könnte dies in der Beschreibung eines entsprechenden Schubtals in Anlehnung an *Kani 1966* für Verbunddecken resultieren. Von Interesse wären die genaue Beschreibung des Versagensübergangs vom Längsschub- zum Querkraftversagen und das Versagen durch Längsrissbildung. Aus den Ergebnissen sollte eine genauere Bestimmung der Druckzonenhöhe erfolgen. Bei den Versuchen ist darauf zu achten, dass bei Verwendung von Leichtbeton Längsschubversagen eintritt. Bei der Versuchsentwicklung kann auf die formulierte Querkraftlösung zurückgegriffen werden. Es gilt dabei zu prüfen, ob die für einige Verbundbleche vorgeschriebene konstruktive Bewehrung Einfluss auf das Querkraftversagen nimmt.

Bei der Bestimmung der Auf- und Verteilung der Längsschubspannungen ist der Einfluss der Auflagerpressung zu berücksichtigen. Die Ergebnisse der Versuche mit kurzer Schublänge sprechen für einen bedeutenden Einfluss auf das Verankerungsversagen in Form der Längsrissbildung. Die bisherigen Ergebnisse passen dabei zu der theoretisch denkbaren Verteilung der Reibwirkung, welche mit sinkender Schubschlankheit in der komplexen Verbundwirkung an Bedeutung verliert. Bei kurzer Schublänge reduziert sich die Querkontraktion des Verbundblechs infolge der geringeren Verankerung über den Reibverbund. Zusammen mit der hohen Auflagerpressung vergrößert sich hingegen der Anteil des mechanischen Verbunds über dem Auflager.

In Kap. 7 wurden die Probleme mit der Messtechnik bei der Dehnungsermittlung am Verbundprofil geschildert. Die Beschreibung eines Verbundgesetzes erfordert jedoch die Aufzeichnung der Dehnung entlang der Verankerungslänge und im speziellen Fall der Verbunddecke auch über die gesamte Höhe des Querschnitts. In der Versuchsplanung sollte daher ein Konzept für die Dehnungsermittlung am Obergurt des Verbundprofils oder sogar für die Aufzeichnung der Dehnungsverteilung im Beton auf gleicher Höhe erarbeitet werden. Hierzu sind auch neue Ansätze wie die Dehnungsermittlung mit Hilfe von Glasfaserkabeln denkbar.

Die Ergebnisse zum Längsschubversagen (vgl. *Kurz und Mechtcherine 2009* oder *Kurz und Hartmeyer 2010*) und die mit dieser Arbeit gewonnenen Erkenntnisse zum Querkraftversagen reichen aus, um zukünftig die leichte Verbunddecke für den praktischen Einsatz bemessen zu können. Der Anspruch an eine nachhaltige Lösung, die eine effiziente Ertüchtigung von Bestandsgebäuden ermöglicht, ist erfüllt. Allerdings sind Kapazitätseinbußen gegenüber vergleichbaren Verbunddecken mit Normalbeton festzustellen. Dadurch engt sich trotz der bauphysikalischen Vorteile und des geringen Gewichts der Bereich einer wirtschaftlichen Anwendung ein. Die bisherigen Versuchsergebnisse versprechen jedoch bei genauerer Klärung der Wirkungsweise der Verbundmechanismen Verbesserungsmöglichkeiten bei der Beschreibung der Versagenszustände und damit eine Reduzierung der bisher notwendigen Sicherheitsbeiwerte.

Literatur

Normen und Richtlinien

- Cofraplus 2006** Allgemeines bauaufsichtliches Prüfzeugnis, Prüfzeugnis Nummer: P-BWU02-064198, Verbunddeckenprofil Cofraplus 60 und Cofraplus 60C – Fa. Arcelor Bauteile GmbH. Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Universität Karlsruhe (TH), 2006.
- Cofrastra 2007** Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung. Zulassungsbescheid Z-26.1-22: Cofrastra-Verbunddecke, Fa. ArcelorMittal Construction Deutschland GmbH. DIBt, Berlin, 2007.
- DAfStb 525 2003** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Heft 525: Erläuterungen zu DIN 1045-1. Berlin, 2003.
- DIN 1045-1 2008** Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN 1045-1:2008-08: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Berlin, 2008.
- DIN 1048-2 1991** Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN 1048-2:1991-06: Prüfverfahren für Beton – Teil 2: Festbeton in Bauwerken und Bauteilen. Berlin, 1991.
- DIN 1055-100 2001** Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN 1055-100:2001-03: Einwirkung auf Tragwerke – Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzepte und Bemessungsregeln. Berlin, 1991.
- DIN 18807-2 1987** Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN 18807-2:1987-06: Trapezprofile im Hochbau; Stahltrapezprofile; Durchführung und Auswertung von Tragfähigkeitsversuchen. Berlin, 1987.
- DIN 50125 2009** Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN 50125:2009-07: Prüfung metallischer Werkstoffe – Zugproben. Berlin, 2009.
- DIN EN 10326 2004** Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN 10326:2004-09: Kontinuierlich schmelztauchveredeltes Band und Blech aus Baustählen - Technische Lieferbedingungen. Berlin, 2004.
- DIN EN 12390 2001** Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN 12390: Prüfung von Festbeton. Teile 1-12 inkl. 1. Berichtigungen. Berlin, 2001.
- DIN EN 1990 2010** Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN 1990:2010-12: Grundlagen der Tragwerksplanung. Berlin, 2011.
- DIN EN 1992-1-1 2011** Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN 1992-1-1:2011-12: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Berlin, 2011.
- DIN EN 1993-1-3 2010** Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN 1993-1-3:2010-12: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-3: Allgemeine Regeln – Ergänzende Regeln für kaltgeformte dünnwandige Bauteile und Bleche. Berlin, 2010.
- DIN EN 1994-1-1 2010** Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN 1994-1-1:2010-12: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau. Berlin, 2010.

- DIN EN 1994-1-2 2010** Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN 1994-1-2:2010-12: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall. Berlin, 2010.
- DIN EN 206-1 2001** Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN 206-1:2001-07: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität Teil 1. Berlin, 2001.
- DIN EN ISO 6892-1 2009** Deutsches Institut für Normung e.V.: DIN EN ISO 6892-1:2009-12: Metallische Werkstoffe - Zugversuch - Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur. Berlin, 2009.
- Fingerloos, Hegger und Zilch 2012** Eurocode 2 für Deutschland. DIN EN 1992-1-1: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau mit Nationalem Anhang, Kommentierte Fassung, 1. Auflage, Ernst & Sohn Verlag, Berlin 2012.
- Holorib 2008** Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung. Zulassungsbescheid Z-26.1-4: Holorib HR51–Verbunddecke, Fa. Holorib (Deutschland) GmbH. DIBt, Berlin, 2008.
- Model Code 1990** Comité Euro-Internationale du Béton (Hrsg.): CEB-FIB Model Code 1990. CEB Bulletin d'Information No. 203-205, Lausanne, 1991.
- Model Code 2010** Fédération Internationale du Béton. fib bulletin 55: Model Code 2010, First Complete Draft – Volume 1, Lausanne, 2010.
- Probabilistic MC 2001** Joint Committee on Structural Safety. Probabilistic Model Code – Part 3: Resistance Models, 2001.
- Prüfbescheid Nr. II B 3-543-359** Querschnitts- und Tragfähigkeitswerte für Stahltrapezprofile – Cofrastra 40 und Cofrastra 70. Ministerium für Bauen und Wohnen des Landes NRW, Düsseldorf, 1997.
- SuperHolorib 2007** Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung. Zulassungsbescheid Z-26.1-45: Super-Holorib SHR51-Verbunddecke, Fa. Holorib (Deutschland) GmbH. DIBt, Berlin, 2007.
- SuperHolorib Gutachten Nr. 1.12.1994** Über die Tragfähigkeit der Stahlblechprofile SuperHolorib 51. Versuchsanstalt für Stahl, Holz, und Steine, Universität (TH) Karlsruhe, 1994.

Veröffentlichungen

- Ackermann 2010** Ackermann, F.P.: Zum Tragverhalten von durchlaufenden stahlfaserbewehrten Stahlverbunddecken. Technische Universität Kaiserslautern, Institut für Bauingenieurwesen, Fachgebiet für Massivbau, Dissertation, 2010.
- Ahmad et al. 1986** Ahad, A. R.; Khaloo, A.; Poveda: Shear Capacity of Reinforced High-Strength Concrete Beams. In: Journal of the American Concrete Institute, March-April 1986, pp. 297-304.
- Aldejohann 2008** Aldejohann, M.: Zum Querkraftverhalten von Hohlkörperdecken mit zweiachsiger Lastabtragung. Universität Duisburg-Essen, Fakultät der Ingenieurwissenschaften, Abteilung Bauwesen, Dissertation, 2008.
- Andres 2004** Andres, M.: Zum Stabilitätsversagen von Schalentragwerken aus Hochleistungsbeton. Bergische Universität Wuppertal, Dissertation, 2004.

- Baadte, Daunderer und Sicks 2013** Baadte, P.; Daunderer, F.; Sicks, F.: Wirkungsweise und Effekt von Reib- und mechanischem Verbund bei Stahlverbunddecken. Technische Universität Kaiserslautern, unveröffentlicht, 2013.
- Basche 2003** Basche, H.: Betonstäbe in Biegebauteile – Querkrafttragverhalten und zeitabhängige Verformungen. Universität Leipzig, Dissertation, 2003.
- Basher et al. 2011** Basher S. M. et al.: Analytical and experimental studies on composite slabs utilising palm oil clinker concrete. In: Construction and Building Materials 25, March 2011, pp. 3550-3560.
- Baumann und Rüsche 1970** Baumann, T.; Rüsche, H.: Versuche zum Studium der Verdübelungswirkung der Biegezugbewehrung eines Stahlbetonbalkens. Heft 210 des DAfStb, Berlin, 1970.
- Bode 1998** Bode, H.: Euro-Verbundbau, Konstruktion und Berechnung. 2. Auflage, Werner Verlag, 1998.
- Bradford et al. 2012** Bradford, M. A.; Abas, F. M.; Gilbert, R. I., Foster, S. J.: Strength of Continuous Composite Slabs Containing Fiber Reinforced Concrete. At: 10th International Conference on Advance in Steel Concrete Composite and Hybrid Structures, Singapore, July 2012, pp. 461-468.
- Bridge and Patrick 1993** Bridge, R. Q.; Patrick, M.: Partial Shear Connection Design of Composite Slabs. At: International Workshop on Cold-formed Steel Structures, Sydney, February 1993.
- Daniels and Crisinel 1987** Daniels, B.; Crisinel, M.: Tests on Composite Slabs with HIBOND 55 Profiled Sheeting. École Polytechnique Fédérale de Lausanne, ICOM – Construction Métallique, ICOM 184, August, 1987.
- Daschner und Kupfer 1982** Daschner, F.; Kupfer, H.: Versuche zur Schubkraftübertragung an Rissen von Normal- und Leichtbeton. In: Bauingenieur Heft-Nr. 59, 1982, S. 57-60.
- Dehn 2002** Dehn, F.: Einflussgrößen auf die Querkrafttragfähigkeit schubunbewehrter Bauteile aus konstruktivem Leichtbeton. Universität Leipzig, Fachbereich Bauingenieurwesen, Lehrstuhl für Massivbau und Baustofftechnologie, Dissertation, 2002.
- DIBt 1999** Abschlussbericht für das DIBt – Forschungsvorhaben IV 1-5-876: „Überprüfung und Vereinheitlichung der Bemessungsansätze für querkraftbeanspruchte Stahlbeton- und Spannbetonbauteile aus normalfestem und hochfestem Beton nach DIN 1045-1.“ 1999.
- Duda 1991** Duda, H.: Bruchmechanisches Verhalten von Beton unter monotone und zyklischer Zugbeanspruchung. Heft 419 des DAfStb, Berlin, 1991.
- Faust 1997** Faust, Th.; König, G.: Verbunddecken aus Leichtbeton. Abschlussbericht, Universität Leipzig, unveröffentlicht, Oktober 1997.
- Faust 2002** Faust, T.: Leichtbeton im konstruktiven Ingenieurbau. Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2002.
- Fenwick and Paulay 1968** Fenwick, R. C.; Paulay, T.: Mechanisms of Shear Resistance of Concrete Beams. In: Journal of Structural Division of the American Society Civil Engineers (ACSE), October 1968, pp. 2325-2350.
- Ferrer and Marimon 2009** Ferrer, M.; Marimon, F.: FEM Modelling of Composite Slabs' Shear Connection and New Friction System Based on Steel Sheet

- Punching. At: 9th International Conference on Advances in Steel Concrete and Hybrid Structures ASCCS 2009, Singapore, July 2009, pp. 751-756.
- Fischer 1997** Fischer, J.: Versagensmodell für schubslanke Balken. Heft 480 des DAfStb, Berlin, 1997.
- Foster et al. 1997** Fischer, J.: Versagensmodell für schubslanke Balken. Heft 480 des DAfStb, Berlin, 1997.
- Franssen 2012** Franssen J.-M.: Tensile Membrane Action in Composite Floors Subjected to Fire. At: 10th International Conference on Advances in Steel Concrete and Hybrid Structures ASCCS 2012, Singapore, July 2012, pp. 125-152.
- Görtz 2004** Görtz, S.: Zum Schubrissverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normal- und Hochleistungsbeton. RWTH Aachen, Lehrstuhl und Institut für Massivbau, Heft 18, Dissertation, 2004.
- Grimm 1997** Grimm, R.: Einfluß bruchmechanischer Kenngrößen auf das Biege- und Schubtragverhalten hochfester Betone. Heft 447 des DAfStb, Berlin, 1997.
- Ha 2004** Ha, T.: Effective Strength of Compressive Strut in Reinforced Concrete Members. PhD thesis, Department of Architecture, Seoul National University, South Korea, 2004.
- Hartmeyer 2010** Hartmeyer, S.: Tragverhalten von Leichtbetonverbunddecken. 51. Forschungskolloquium des DAfStb, TU Kaiserslautern, 2010, S. 217-226.
- Hartmeyer 2011** Hartmeyer, S.; Kurz, W.: Lightweight Composite Slabs. Research on the Shear Force Behaviour. At: 6th European Conference on Steel and Composite Structures; Budapest, Hungary, 2011, pp. 2379-2384.
- Hartmeyer 2012** Hartmeyer, S.; Kurz, W.: Concept of a Design Model for Shear loaded Composite Slabs. At: 10th International Conference on Advances in Steel Concrete and Hybrid Structures ASCCS 2012, Singapore, July 2012, pp. 453-460.
- Hicks et al. 2013** Hicks, S.; Jones, A.; Pennington, A.: Performance of composite slabs with profiled sheeting using high strength steel. At: 10th International Conference on Advances in Steel Concrete and Hybrid Structures CVII 2013, Australia, July 2013, pp. 453-460.
- Hillerborg 1983** Hillerborg, A.: Analysis of One Single Crack. In: F.H.Wittmann (Hrsg.): Fracture Mechanics of Concrete, Amsterdam, 1983, pp. 223-249.
- Hillerborg et al. 1976** Hillerborg, A.; Modéer, M.; Peterson, P.E.: Analysis of Crack Information and Crack growth in Concrete by means of Fracture Mechanics and Finite Elements. In: Cement and Concrete Research 6, Pergamon Press, United States, 1976, pp. 773-782.
- Hordijk 1990** Hordijk, D.A.: Deformation Controlled Uniaxial Tensile Tests on Concrete. Stevin-report 25.5.90-7 / VFA, TU Delft, 1990.
- Jungbluth 1986** Jungbluth, O.: Verbund- und Sandwichtragwerke. Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, 1986.
- Kani 1966** Kani, G. N. J.: Basic Facts Concerning Shear Failure. In: Journal of the American Concrete Institute, June 1966, pp. 675-692.
- Keller 2007** Keller, C.: Ein Beitrag zum Querkrafttragverhalten von Stahl- und Spannbetonbalken. Universität Leipzig, Fachbereich Bauingenieurwesen, Lehrstuhl für Massivbau und Baustofftechnologie, Dissertation, 2007.

- Klinkel, S.; Kurz, W.; Kessler, Chr. 2011** Klinkel, S.; Kurz, W.; Kessler, Chr.: Experimentelle Untersuchungen und numerische Simulation des nichtlinearen Tragverhaltens geklebter Stahl-Beton-Verbindungen. Festschrift Professor Gerhard Hanswille, Bergische Universität Wuppertal, Schriftenreihe des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau, Heft 20, 2011, S. 193-202.
- König et al. 1999** König, G.; Dehn, F.; Kliver, J.; Schenk, G.: Tragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung nach DIN 1045-1. Teilbericht (Kapitel 5) zum Abschlussbericht für das DIBt – Forschungsvorhaben IV 1-5-876 / 98: „Überprüfung und Vereinheitlichung der Bemessungsansätze für querkraftbeanspruchte Stahlbeton- und Spannbetonbauteile aus normalfestem und hochfestem Beton nach DIN 1045 1.“ Leipzig, 1999.
- Kordina und Blume 1985** Kordina, K.; Blume, F.: Empirische Zusammenhänge zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit stabförmiger Stahlbetonelemente. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Ernst & Sohn Verlag, Berlin, Heft 364, 1985.
- Krefeld und Thurston 1962** Krefeld, W.J.; Thurston, C.W.: Studies of the Shear and Diagonal Tension Strength of Simply Supported Reinforced Concrete Beams. Columbia University, New York, 1962.
- Kurz und Hartmeyer 2010** Kurz, W., Hartmeyer, S: Gutachterliche Stellungnahme zum Verbundverhalten von Holorib-Profilen mit Leichtbeton. Projektnummer: 10/806, TU Kaiserslautern, unveröffentlicht, April 2010.
- Kurz und Mechtcherine 2009** Kurz, W., Mechtcherine, V.: Leicht Bauen mit Verbunddecken im Wohnungs- und Gewerbebau. Schlussbericht BBR-Projekt, Aktenzeichen: „Z6-10.8.18.7-07.9/II2-F20-07-19“, TU Kaiserslautern und TU Dresden, 2009.
- Li 1993** Li, A.: Load Bearing Capacity and Behaviour of Composite Slabs with Profiled Steel Sheet. Chalmers University of Technology, Division of Concrete Structures, Goteborg, Sweden, Ph. D. - Dissertation, 1993.
- Marčiukaitis et al. 2006** Marčiukaitis, G.; Jonaitis, B.; Valionis, J.: Analysis of Deflections of Composite Slabs with profiled Sheeting up to the ultimate Moment. In: Journal of Constructional Steel Research, November 2006, pp. 820-830.
- Minas 1999** Minas, F.: Beitrag zur Versuchsgestützten Bemessung von Profilblechverbunddecken mit nachgiebiger Verdübelung. Technische Universität Kaiserslautern, Fachbereich Bauingenieurwesen, Fachgebiet Stahlbau, Dissertation, 1999.
- Mörsch 1920** Mörsch, E.: Der Eisenbetonbau – seine Anwendung und Theorie. Verlag Konrad Wittwer, Stuttgart, 1922 (Ersterscheinung 1908).
- Mörsch 1950** Mörsch, E.: Die Bemessung im Eisenbetonbau. Fünfte Auflage, Verlag Konrad Wittwer, Stuttgart, 1950.
- Muttoni and Ruiz 2008** Muttoni, A.; Ruiz, M. F.: Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement as Function of Critical Shear Crack Width. In: Journal of the American Concrete Institute, March-April 2008, pp. 163-172.
- Nissen 1987** Nissen, I.: Rissverzahnung des Betons – gegenseitige Rissufernverschiebungen und übertragene Kräfte. Technische Universität München, Institut für Bauingenieurwesen III, Lehrstuhl für Massivbau, Dissertation, 1987.

- Ottosen 1977** Ottosen, N. S.: A Failure Criterion for Concrete. Proceedings of the American Society of Civil Engineers (ASCE), In: Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol. 103, EM 4, September 1977.
- Patrick 1993a** Patrick, M.: The Slip Block Test for Composite Slab Shear Connection Performance. At: International Workshop on Cold-formed Steel Structures, Sydney, February 1993.
- Patrick 1993b** Patrick, M.: Testing and Design of Bondek II Composite Slabs for Vertical Shear. In: AISC Steel Construction Journal, May 1993.
- Prüfbericht 06/07** Längsschubtragfähigkeit von Verbunddecken aus Leichtbeton. Technische Universität Kaiserslautern, Fachgebiet Stahlbau, 2006/2007 - unveröffentlicht.
- Reineck 1990** Reineck, K.-H.: Ein mechanisches Modell für den Querkraftbereich von Stahlbetonbauteilen. Universität Stuttgart, Institut für Tragwerksentwurf und -konstruktion, Dissertation, 1990.
- Reineck 1999** Reineck, K.-H.: Querkraftbemessung von Bauteilen mit und ohne Querkraftbewehrung in DIN 1045-1 – Erläuterungen und Vergleiche mit Versuchen. Teilbericht (Kapitel 3) zum Abschlussbericht für das DIBt – Forschungsvorhaben IV 1-5-876 / 98: „Überprüfung und Vereinheitlichung der Bemessungsansätze für querkraftbeanspruchte Stahlbeton- und Spannbetonbauteile aus normalfestem und hochfestem Beton nach DIN 1045-1.“ Stuttgart, 1999.
- Reineck 2006** Reineck, K.-H.: Datenbanken für Querkraftversuche als Grundlage der Querkraftbemessung nach DIN 1045-1. 46. DAfStb-Forschungskolloquium, Universität Stuttgart, 2006, S. 253-265.
- Reinhardt et al. 1986** Reinhardt, H.-W.; Cornelissen, H.A.W.; Hordijk, D.A.: Tensile Tests and Failure Analysis of Concrete. In: Journal of Structural Engineering. Vol. 112, No. 11, 1986, pp. 2462-2477.
- Rommel 1994** Rommel, G.: Zum Zug- und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Ernst & Sohn Verlag, Berlin, Heft 444, 1994.
- Roik 1977** Roik, K.; Hanekamp, W.: Endverankerungen bei Hoesch- und Holorib-Verbunddecken. Versuchsbericht Nr. 7702/I & Nr. 7702/II, Ruhr-Universität Bochum, 1977.
- Roik 1980** Roik, K.; Bode, H.; Hanekamp, W.: Endverankerungen bei Hoesch- und Holorib-Verbunddecken. Versuchsbericht Nr. 8001, Ruhr-Universität Bochum, 1980.
- Schanzenbach 1989** Schanzenbach, J.: Zum Einfluss von Dübelnachgiebigkeit und Unterverdübelung auf das Tragverhalten von Verbunddurchlaufträgern im Hoch- und Industriebau. Technische Universität Kaiserslautern, Institut für Bauingenieurwesen, Fachgebiet für Stahlbau, Dissertation, 1989.
- Schuster and Ling 1980** Schuster, R. M.; Ling, W. C.: Mechanical interlocking capacity of composite slabs. In: Proc. 5th. International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, 1980, pp. 387-407.
- Seres 2008** Seres, N.: Numerical Modelling of Shear Connection between Concrete Slab and Sheeting Deck. 7th fib PhD Symposium, Stuttgart, 2008, pp. 77-86.

- Speck und Curbach 2010** Speck, K.; Curbach, M.: Ein einheitliches dreiaxiales Bruchkriterium für alle Betone. In: Beton- und Stahlbetonbau 105, Ernst & Sohn, Berlin, 2010, Heft 4, S. 233 – 243.
- Stahlbau Kalender 2010** Kurz, W.; Mensinger, M.; Kohlmeyer, C.; Sauerborn, I.; Sauerborn, N.: Verbundträger und Deckensysteme. Stahlbau Kalender 2010, Ernst & Sohn, Berlin, 2010, S. 483 – 571.
- Trunk 1999** Trunk, B.G.: Einfluß der Bauteilgröße auf die Bruchenergie von Beton. Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Institut für Baustoffe, Werkstoffchemie und Korrosion, Dissertation, 1999.
- Walraven 1980** Walraven, J.C.: Aggregate interlock: A Theoretical and Experimental Analysis. TU Delft, Dissertation, 1980.
- Walraven and Reinhardt 1981** Walraven, J.C.; Reinhardt, H.-W.: Concrete Mechanics – Theory and Experiments on the Mechanical Behaviour of Cracks in Plain and Reinforced Concrete Subjected to Shear Loading. In: Heron, Vol. 26, Nr. 1, Delft, 1981.
- Walther 1962** Walther, R.: Über die Berechnung der Schubtragfähigkeit von Stahl- und Spannbetonbalken - Schubbruchtheorie. In: Beton- und Stahlbetonbau, Ernst & Sohn, Berlin, 1962, Heft 11, S. 261 – 271.
- Wittmann et al. 1988** Wittmann, F.; Rokugo, K.; Brühwiler, E.; Mihashi, H.; Simonin, P.: Fracture Energy and Strain Softening of Concrete as determined by means of Compact Tension Specimens. In: Materials and Structures, 1988, pp. 21-32.
- Zilch und Schmidhuber 2001** Zilch, K.; Schmidhuber, C.: Festlegung der Schubbereichsgrenzen bei der Verstärkung von Stahlbetonplatten und Stahlbetonbalken mit aufgeklebten CFK-Lamellen. Forschungsbericht August 2001, Fraunhofer IRB Verlag, Technische Universität München, Institut für Tragwerksbau, Lehrstuhl für Massivbau, August 2001.
- Zink 2000** Zink, M.: Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit und ohne Vorspannung. Universität Leipzig, Fachbereich Bauingenieurwesen, Lehrstuhl für Massivbau und Baustofftechnologie, Dissertation, 2000.

Stichwortverzeichnis

A

Abkürzungen vi
Auflagerpressung 25, 32, 85, 142

B

Bemessungsdiagramm
 Längsschub 24, 138
 Querkraft 138
Blechtragfähigkeit 42, 118, 130
Blechverformungsanker 103
Bruchenergie 16, 31, 129
Bruchmechanik 14, 56, 128
Bruchprozesszone .. 15, 26, 36, 37, 56, 57,
 124

C

charakteristische Länge 14, 129

D

Dauerstandseffekte 25
Dauerstandseinfluss 9
Dehngrenze 74
Dehnungsgleichgewicht 41
Druckfestigkeit
 Charakteristische Betonfestigkeit 10
 Leichtbeton 9
 Normalbeton 9
Druckstrebe 108
Druckzone 21, 25, 35, 39, 57, 115
Druckzonenhöhe 1, 28, 40, 120, 121
Dübelkraft $V_{Dü}$ 53

E

einaxiale Druckfestigkeit 9, 74

Elastizitätsmodul 10, 74
Endverankerung 19, 44, 65, 104, 107, 123,
 138
Entfestigungsverhalten 15, 129

F

Festbetoneigenschaften 29
Festigkeitsklasse 14, 44, 45, 73
Formelzeichen vi
Fraktilenwerte 103, 118, 136

G

Gesamtsteifigkeit 32

K

Kontaktfuge 32
Kurzzeitbeanspruchung 25
Kurzzeitversuche 74

L

Längsbewehrungsgrad 27, 41
Längsrissbildung 22, 66, 106
Längsschubtragfähigkeit 23
 m+k Methode 24
 m+k-Verfahren 97
 Teilverbundtheorie 24, 97, 120

M

Maßstabeffekt 27, 37, 116

N

Nulllinienlage 24, 40, 41

Q

Querkraftbemessung	26
Querkrafttraganteil	
Bruchprozesszone	128
Dübelwirkung der Längsbewehrung 26,	
35, 115	
Eigentragsanteil des Verbundblechs .58,	
118, 130	
Grundwert	123
ungerissene Druckzone 26, 35, 39, 116,	
121, 122	
ungerissenen Druckzone.....	120

R

Rissprozesszone	37, 56
Rissspannungs-Öffnungs-Beziehung	15,
58	
Rissufer	
vertikaler Versatz	42
Rissuferverzahnung	26
Rissverzahnung	124, 125

S

Schrägriss	22, 35, 48, 122
Schubslankheit	38, 81, 95, 115
Schubtal	38
Spannungs-Dehnungs-Linie	11
Stahlverbunddecke	
Querkraftbemessung	26
Querkrafttragfähigkeit	137

Streckgrenze	74
--------------------	----

T

Teilverbundtheorie	25, 138
Trockenrohdichte	8, 11, 13, 27, 30

V

Verbund	
Haftverbund	20
mechanischer Verbund	19, 32
Reibverbund	19
Verbundprofil	
Eigentragsfähigkeit	118
Geometrie	19
Verdübelungsgrad	24, 25
Verdübelungswirkung	34, 36, 43, 48
Vorfaktor $C_{Rd,c}$	27

W

Werkstoffeigenschaften	73
------------------------------	----

Z

Zugfestigkeit	
Spaltzugfestigkeit	12
zentrische Zugfestigkeit	13
Zugspannung-Rissöffnungsbeziehung ..	58
Zylinderdruckfestigkeit	74

Anhang A / Versuchsdokumentation zu Kapitel 5

A.1 Versuchspläne

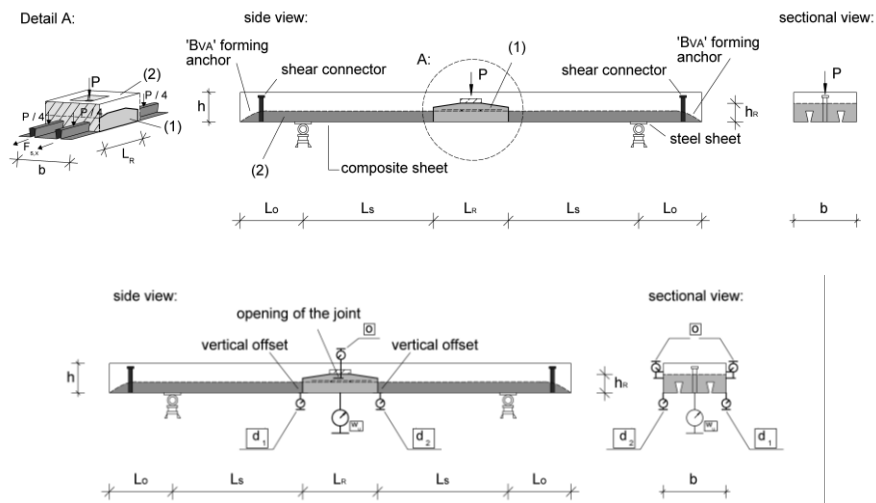


Abb. A.1: Versuchskörper zur Untersuchung des Verdübelungseffektes hinterschnittener Verbundprofile.

Fig. A.1: Specimen to investigate the dowel action of composite sheets with undercut.

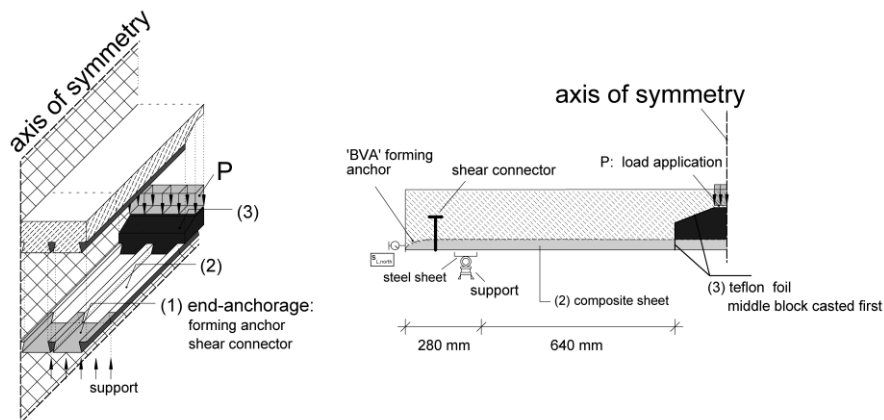


Abb. A.2: Detaildarstellung des Versuchskörpers.

Fig. A.2: Detailed view to the specimen.

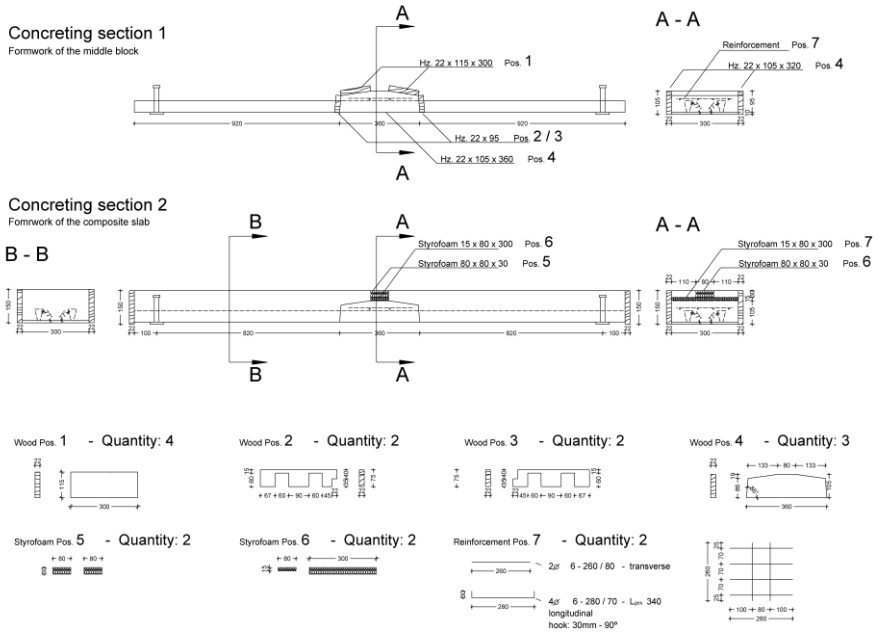


Abb. A.3: Schalplan des Versuchskörpers.

Fig. A.3: Formwork drawing of the specimen.

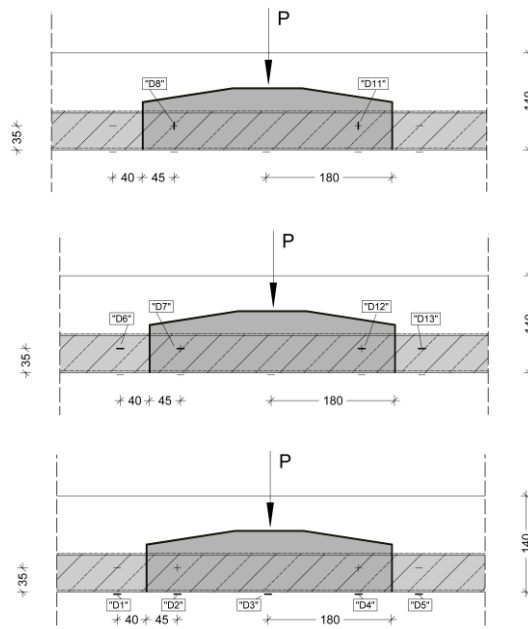


Abb. A.4: Lage der Dehnungsmessung.

Fig. A.4: Instrumentation of the specimen.

A.2 Versuchsergebnisse

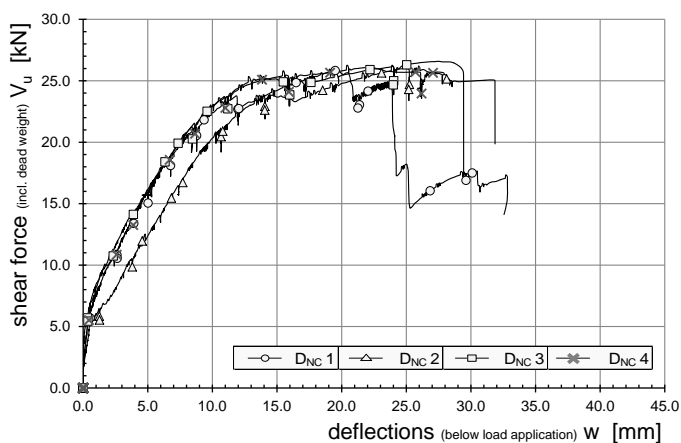


Abb. A.5: Zusammenstellung der Querkraft-Durchbiegungsverläufe der Versuchsserie zur Untersuchung der Verdübelungswirkung mit Normalbeton und 1.00 mm Verbundblech.

Fig. A.5: Compilation of the shear force-deflection curves of specimens to investigate the dowel effect in combination with normal concrete and composite sheet thickness 1.00 mm.

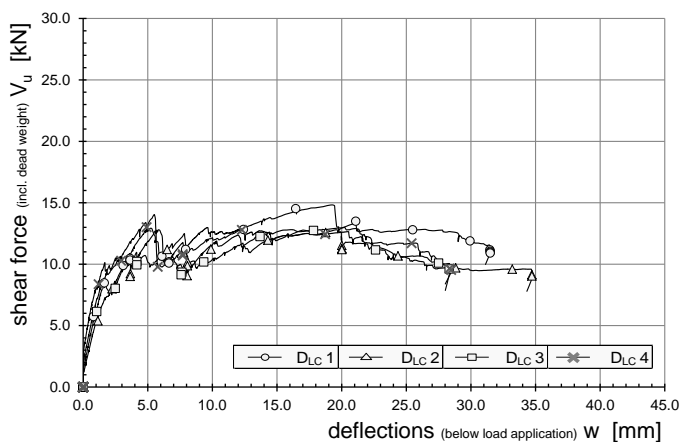


Abb. A.6: Zusammenstellung der Querkraft-Durchbiegungsverläufe der Versuchsserie zur Untersuchung der Verdübelungswirkung mit Leichtbeton und 1.00 mm Verbundblech.

Fig. A.6: Compilation of the shear force-deflection curves of specimens to investigate the dowel effect in combination with lightweight concrete and composite sheet thickness 1.00 mm.

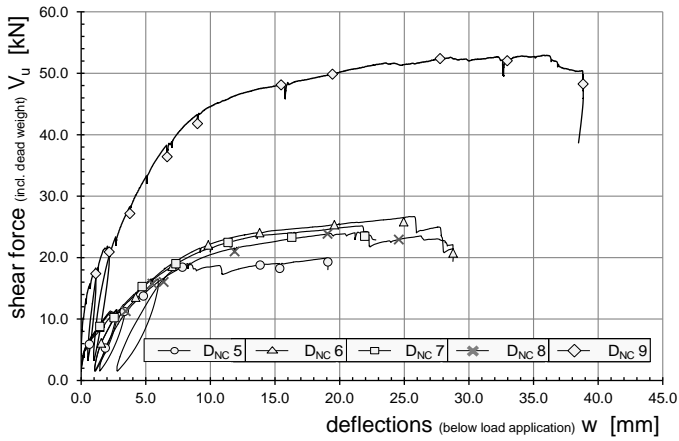
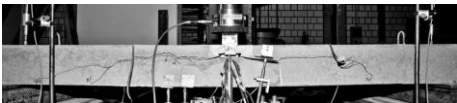


Abb. A.7: Zusammenstellung der Querkraft-Durchbiegungsverläufe der Versuchsserie zur Untersuchung der Verdübelungswirkung mit Leichtbeton und 0.75 mm Verbundblech.

Fig. A.7: Compilation of the shear force-deflection curves of specimens to investigate the dowel effect in combination with lightweight concrete and composite sheet thickness 0.75 mm.

Specimen: D_{LC} 1

Dms 6 und Dms 13 konnten nicht ausgewertet werden.



0	1	2	3	4	5	6
1	P ₀					
2	V _{u,Do} w _u o d ₁ d ₂					
3	[kN] [mm] [mm] [mm] [mm]					
4	A B 10.6 3.00 0.55 0.61 0.65 9.6 3.12 0.57 0.60 0.81					

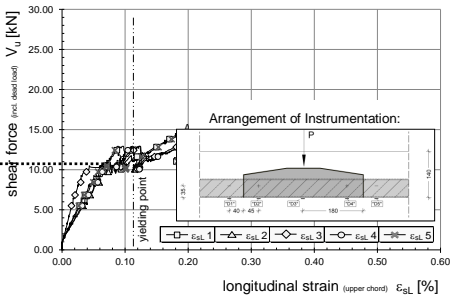
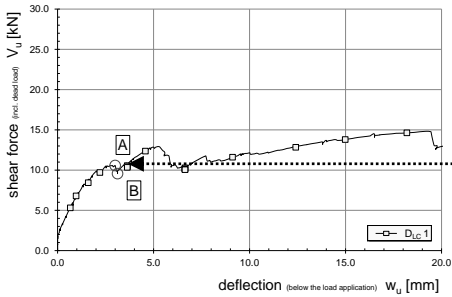
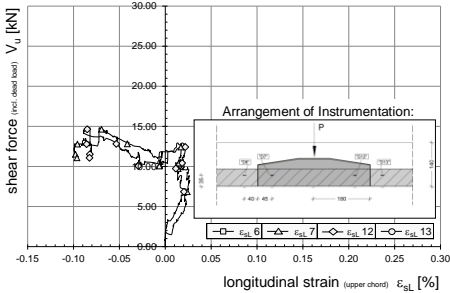
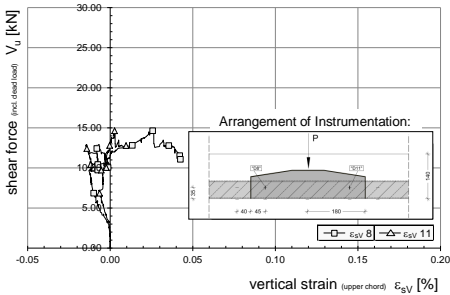


Abb. A.8: Versuchsauswertung des Dübelversuchs D_{LC} 1.

Fig. A.8: Evaluated of specimen D_{LC} 1.

Specimen: D_{LC} 2

Dms 6 konnte nicht ausgewertet werden.



0	1	2	3	4	5	6
1	P ₀					
2	V _{u,Do} w _u o d ₁ d ₂					
3	[kN] [mm] [mm] [mm] [mm]					
4	A B					
5	10.7 4.77 2.24 0.56 1.57					
6	9.8 5.17 2.73 0.77 1.53					

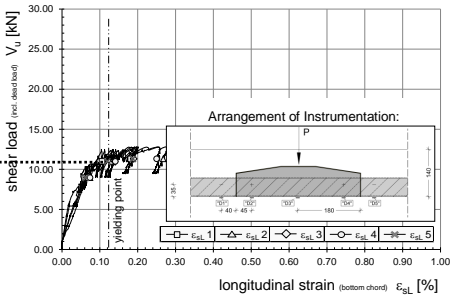
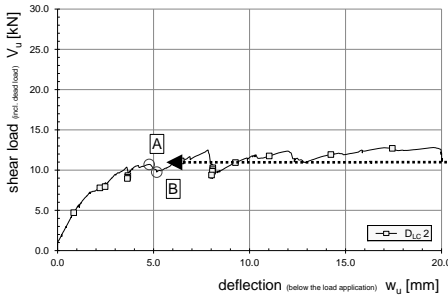
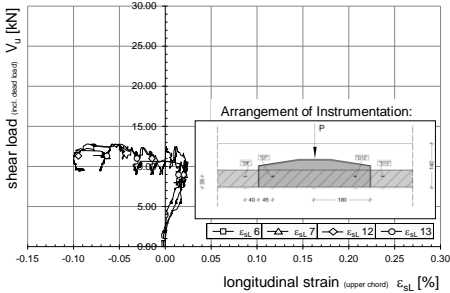
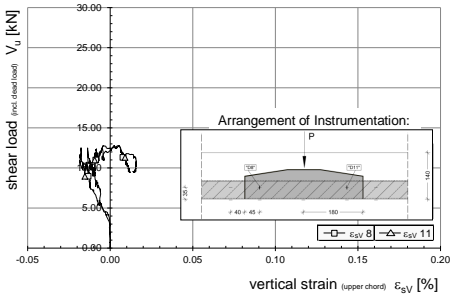


Abb. A.9: Versuchsauswertung des Dübelversuchs D_{LC} 2.

Fig. A.9: Evaluated of specimen D_{LC} 2.

Specimen: D_{LC} 3

Dms 6 und Dms 13 konnten nicht ausgewertet werden.



0	1	2	3	4	5	6
1	P_o					
2	$V_{u,Do}$					
3	w_u					
4	o					
5	d_1					
6	d_2					
1	[kN]					
2	[mm]					
3	[mm]					
4	[mm]					
5	[mm]					
6	[mm]					
3	A	10.8	3.0	4.05	1.03	1.18
4	B	9.9	3.0	4.16	1.13	1.19

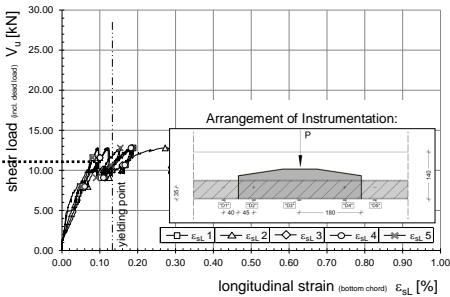
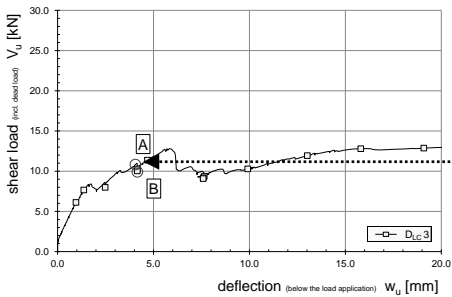
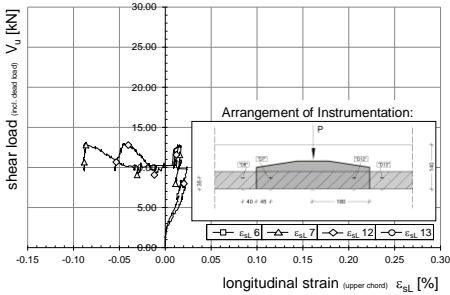
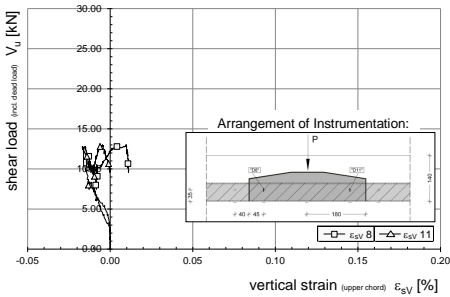
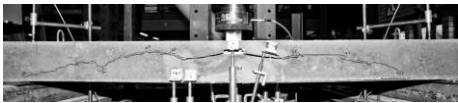


Abb. A.10: Versuchsauswertung des Dübelversuchs D_{LC} 3.

Fig. A.10: Evaluated of specimen D_{LC} 3.

Specimen: D_{LC} 4

Bei Versuchskörper D_{LC} 4 wurden keine Dehnungen aufgezeichnet.



0	1	2	3	4	5	6
1	P ₀	V _{u,D0}	w _u	o	d ₁	d ₂
2		[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
3	A	10.1	1.67	0.28	-0.19	0.89
4	B	9.2	1.90	0.40	-0.14	0.96

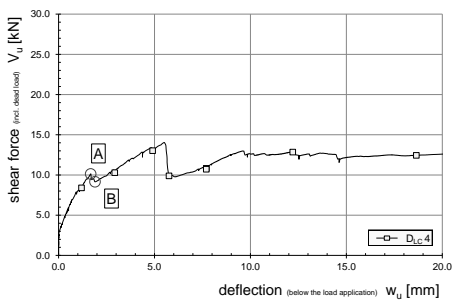
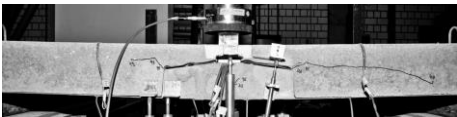


Abb. A.11: Versuchsauswertung des Dübelversuchs D_{LC} 4.

Fig. A.11: Evaluated of specimen D_{LC} 4.

Specimen: D_{NC} 1



0	1	2	3	4	5	6
1	P_0					
2	$V_{u,Do}$	w_u	ϕ	d_1	d_2	
3	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
4	A	21.2	8.74	2.93	-0.51	1.53
5	B	19.6	8.78	3.04	-0.52	1.54

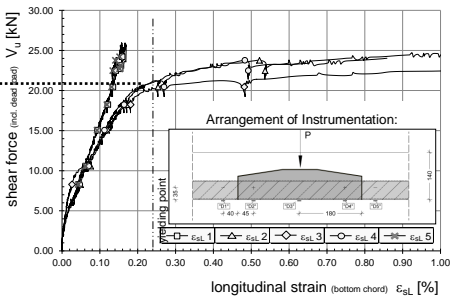
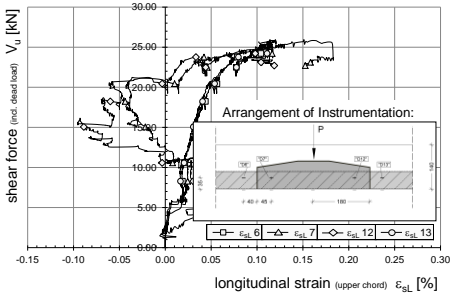
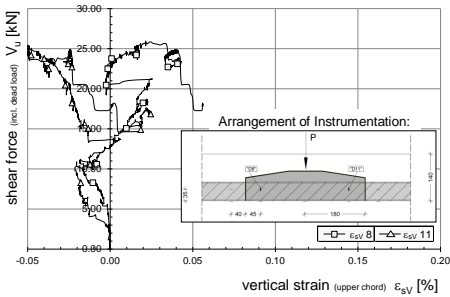
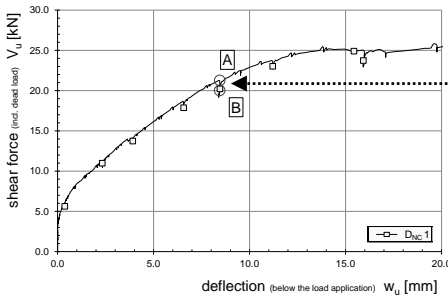
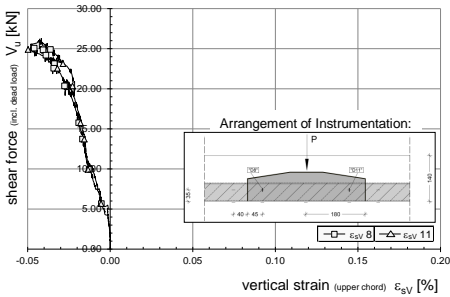


Abb. A.12: Versuchsauswertung des Dübelversuchs D_{NC} 1.

Fig. A.12: Evaluated of specimen D_{NC} 1.

Specimen: D_{NC} 2



0	1	2	3	4	5	6
1	P ₀	V _{u,Do}	w _u	o	d ₁	d ₂
2		[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
3	A	21.1	10.64	2.93	2.87	2.25
4	B	20.0	10.68	3.06	2.87	2.29

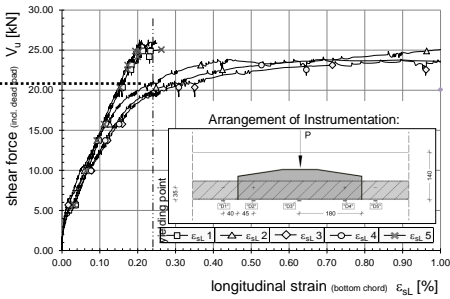
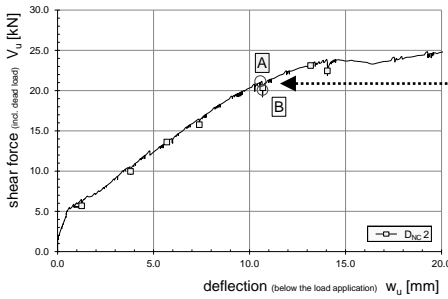
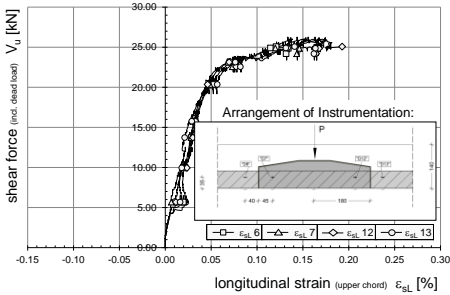
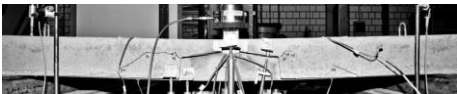


Abb. A.13: Versuchsauswertung des Dübelversuchs D_{NC} 2.

Fig. A.13: Evaluated of specimen D_{NC} 2.

Specimen: D_{NC} 3

DMS 11 und DMS 12 konnten nicht ausgewertet werden.



0	1	2	3	4	5	6
1	P ₀	V _{u,Do}	w _u	o	d ₁	d ₂
2		[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
3	A	21.3	8.44	1.00	1.59	1.28
4	B	20.0	8.44	1.11	1.58	1.29

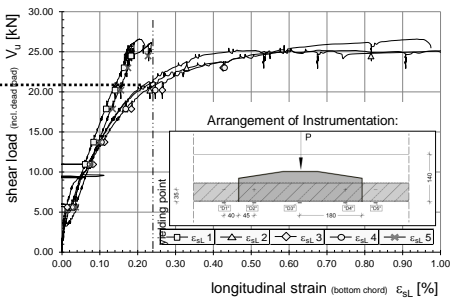
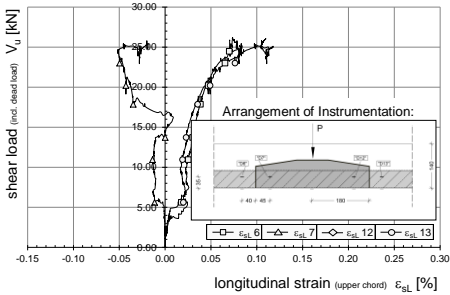
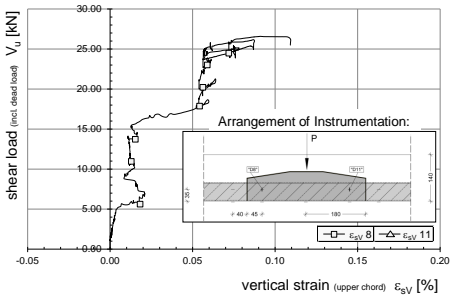
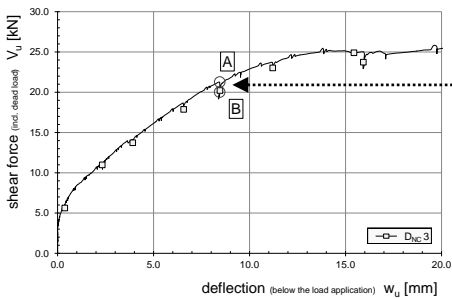
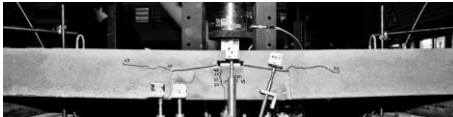


Abb. A.14: Versuchsauswertung des Dübelversuchs D_{NC} 3.

Fig. A.14: Evaluated of specimen D_{NC} 3.

Specimen: $D_{NC} 4$

Bei Versuchskörper $D_{NC} 4$ wurden keine Dehnungen aufgezeichnet.



0	1	2	3	4	5	6
1	P_o	$V_{u,Do}$	w_u	o	d_1	d_2
2		[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
3	A	23.7	8.5	10.92	2.39	2.57
4	B	22.4	8.5	11.00	2.49	2.56

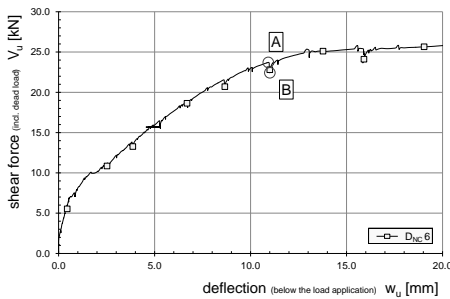
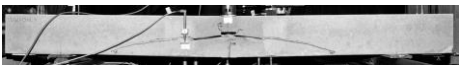


Abb. A.15: Versuchsauswertung des Dübelversuchs $D_{NC} 4$.

Fig. A.15: Evaluated of specimen $D_{NC} 4$.

Specimen: D_{NC} 5

Bei Versuchskörper D_{NC} 6 wurden keine Dehnungen aufgezeichnet.



0	1	2	3	4	5	6
1	$V_{u,Do}$		w_u	o	d_1	d_2
2	P_o		[kN]	[mm]	[mm]	[mm]
3	A	18.9	8.43	3.12	1.11	0.87
4	B	17.9	8.93	3.62	1.09	0.97

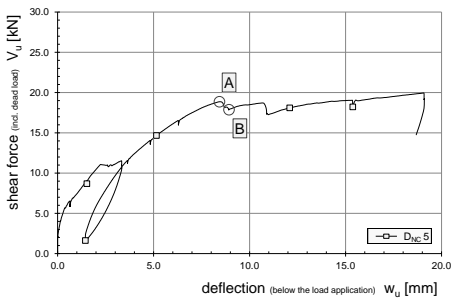
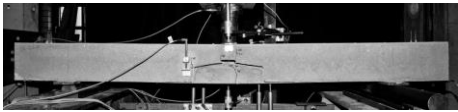


Abb. A.16: Versuchsauswertung des Dübelversuchs D_{NC} 5.

Fig. A.16: Evaluated of specimen D_{NC} 5.

Specimen: $D_{NC} 6$

Bei Versuchskörper $D_{NC} 6$ wurden keine Dehnungen aufgezeichnet.



0	1	2	3	4	5	6
1	P ₀	V _{u,Do}	w _u	o	d ₁	d ₂
2		[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
3	A	26.7	9.86	25.36	15.50	1.93
4	B	24.1	9.64	26.00	16.37	1.73

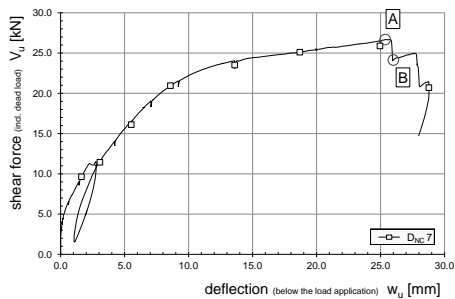


Abb. A.17: Versuchsauswertung des Dübelversuchs $D_{NC} 6$.

Fig. A.17: Evaluated of specimen $D_{NC} 6$.

Specimen: D_{NC} 7

Bei Versuchskörper D_{NC} 7 wurden keine Dehnungen aufgezeichnet.



0	1	2	3	4	5	6
1	$V_{u,D0}$					
2	P_0					
3	A	25.2	8.18	21.71	13.53	2.80
4	B	22.8	7.96	22.98	15.02	2.88

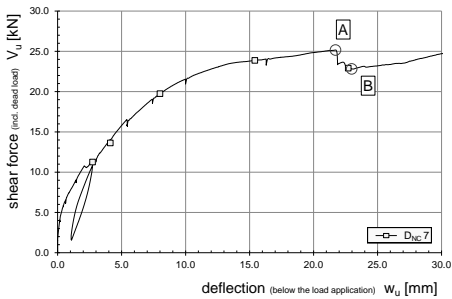


Abb. A.18: Versuchsauswertung des Dübelversuchs D_{NC} 7.

Fig. A.18: Evaluated of specimen D_{NC} 7.

Specimen: D_{NC} 8

Bei Versuchskörper D_{NC} 8 wurden keine Dehnungen aufgezeichnet.



0	1	2	3	4	5	6
1	P ₀	V _{u,Do}	w _u	o	d ₁	d ₂
2		[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
3	A	24.3	22.03	13.75	2.53	2.48
4	B	21.9	22.48	14.55	2.63	2.62

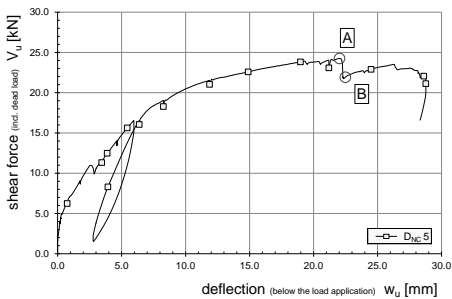


Abb. A.19: Versuchsauswertung des Dübelversuchs D_{NC} 8.

Fig. A.19: Evaluated of specimen D_{NC} 8.

Specimen: D_{NC} 9

Bei Versuchskörper D_{NC} 9 wurden keine Dehnungen aufgezeichnet.



0	1	2	3	4	5	6
1	P ₀	V _{u,Do}	w _u	o	d ₁	d ₂
2		[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
3	A	48.2	15.60	8.13	2.90	1.41
4	B	45.9	15.79	8.34	2.94	1.43

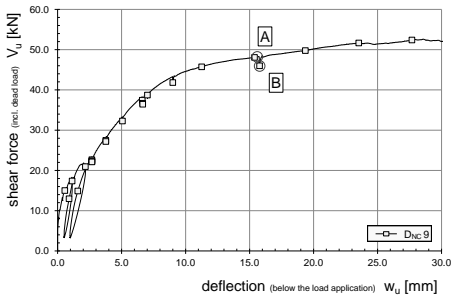


Abb. A.20: Versuchsauswertung des Dübelversuchs D_{NC} 9.

Fig. A.20: Evaluated of specimen D_{NC} 9.

Anhang B / Versuchsdokumentation zu Kapitel 6

Der folgende Anhang stellt die Datenbasis dar, an der die Überprüfung des erstellten Querkraftmodells vorgenommen wurde. Die einzelnen Tabellen listen die gesammelten Versuchsdaten entsprechend den Prüfkörperabmessung, den dokumentierten Werkstoffkennwerten sowie den Versuchsergebnissen auf. Quelle und original Versuchsbezeichnungen sind in Kap. B.2 aufgeführt. Soweit möglich wurden die Versuche für die Datenbank neu ausgewertet. Werkstoffkennwerte, welche mit den in Kap. 2 dargelegten Umrechnungen bestimmt wurden, sind in den Tabellen durch eine kursive Schrift gekennzeichnet. Die verwendete Symbolik ist zu Beginn der Arbeit im Kap. Formelzeichen und Abkürzungen erläutert. Die im Folgenden ausgewiesenen Traglasten τ_u , V_u etc. entsprechen den experimentellen Höchstlasten. Darin enthalten sind die Kraft des Prüfzylinders, das Eigengewicht der Lasteinleitungskonstruktion und das Gewicht des getesteten Prüfkörpers.

In den Ergebnislisten Tab. B.12 bis Tab. B.15 ist zusätzlich eine Nachrechnung der Versuche entsprechend den Regelungen der *DIN EN 1992-1-1 2011* mit aufgeführt. Hierzu wurde ein Vergleich zwischen der im Versuch erreichten Querkraft V_u und dem mittleren Querkraftwiderstand $V_{Rm,ct}$ nach *DIN EN 1992-1-1 2011* vollzogen. $V_{Rm,ct}$ ermittelt sich dabei mit einem mittleren Vorfaktor $C_{Rm,c}$ von 0.2 [-] entsprechend den Ausführungen in *DAFStb 525 2003* und *König et al. 1999*. Die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit $f_{cm,cyl}$ wurde durch die mittlere einaxiale Druckfestigkeit f_{1cm} / f_{1lcm} entsprechend Gl. (2.3) beziehungsweise Gl. (2.4) aus Kap. 2.2.1 ersetzt. Für den Längsbewehrungsgrad ρ_{sL} wurde nur die bis zum Abstand d neben dem Riss verankerte Zugkraft angerechnet. ρ_{sL} errechnet sich zu Gl. (B.1).

NWAC / LWAC

(B.1)

$$\rho_{sL} = \frac{A_{p,eff}}{A_c} = \frac{Z_p / R_{eH}}{d_p \cdot b_w} = \frac{(\tau_M \cdot L_{v,eff}) / R_{eH}}{d_p \cdot b_w}$$

Verhältniswerte $V_{Rm,ct} / V_u > 1.0$ stellen ein Sicherheitsdefizit in der Bemessung dar. Die nach *DIN EN 1992-1-1 2011* festgelegte Mindestquerkrafttragfähigkeit $V_{Ru,ct,min}$ darf für Verbundtragwerke nicht herangezogen werden, auf deren Berechnung bzw. Überprüfung wurde daher verzichtet.

Die Ergebnisse der Nachrechnung mit dem neu vorgestellten Querkraftmodell wurden in den Tab. B.16 bis Tab. B.19 dargestellt. Die Berechnung der Traganteile erfolgt nach den jeweiligen Erläuterungen in Kap. 8.

B.1 Versuchspläne

B.1.1 Verbunddecken mit kurzer Schublänge und LWAC

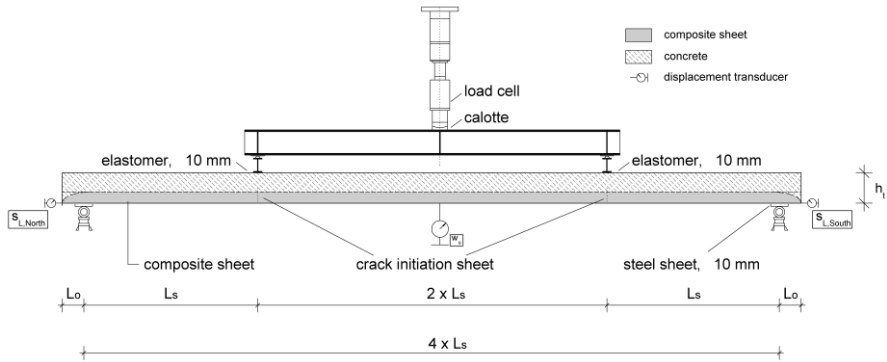


Abb. B.1: Versuchsaufbau der Vier-Punkt-Biegeprüfung inkl. Darstellung der Messtechnik.

Fig. B.1: Test-setup of the four-point-bending test incl. instrumentation.

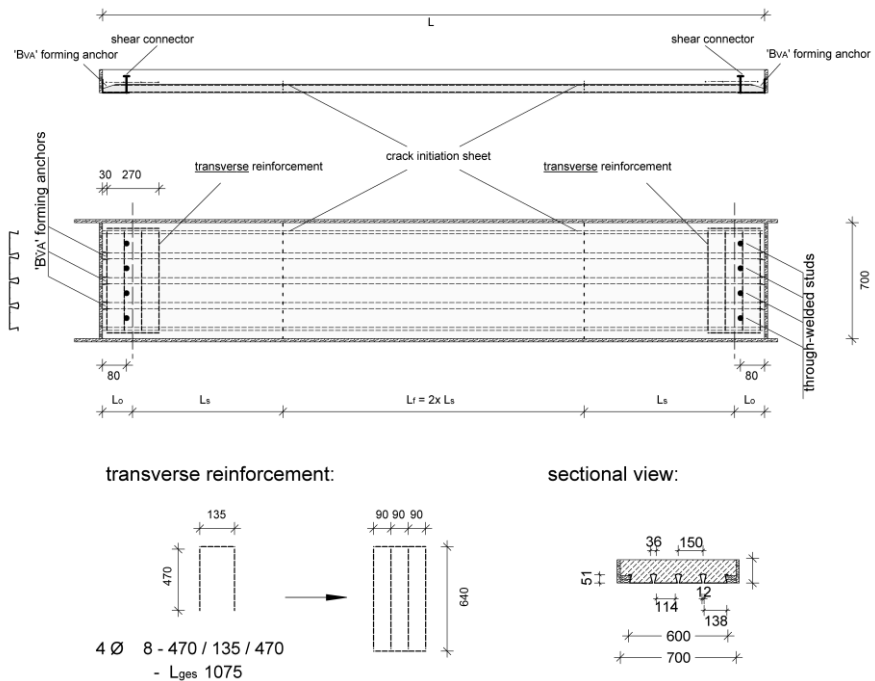


Abb. B.2: Schalplan der Versuchskörper mit der Bezeichnung V_{LC} 1 bis V_{LC} 15.

Fig. B.2: Formwork drawing of the specimen V_{LC} 1 to V_{LC} 15.

B.1.2 Verbunddecken mit mittlerer bis langer Schublänge und LWAC

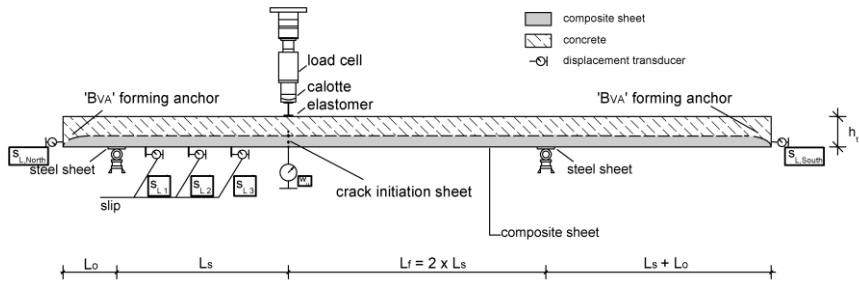
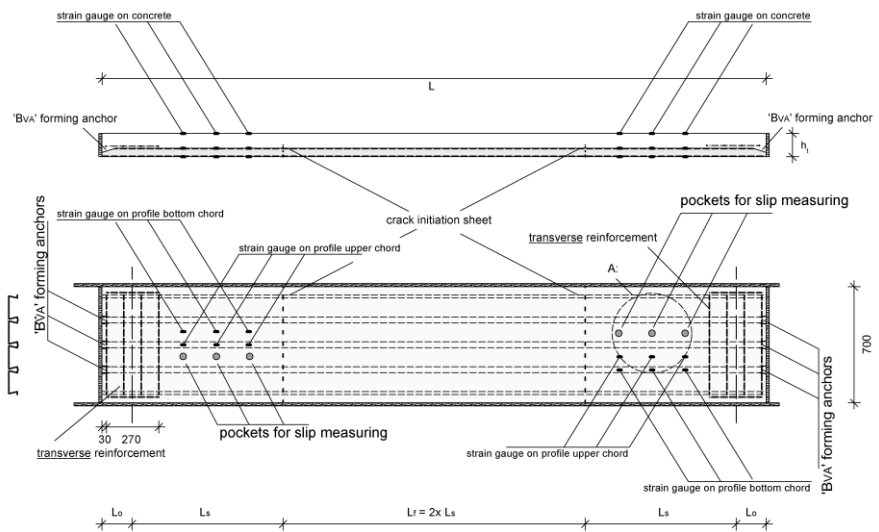
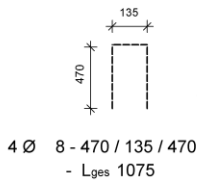


Abb. B.3: Versuchsaufbau der Drei-Punkt-Biegekörper mit der Bezeichnung V_{LC} 16 bis V_{LC} 19.

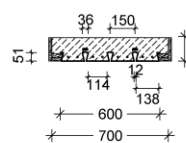
Fig. B.3: Test-setup of the three-point-bending test body V_{LC} 16 to V_{LC} 19.



transverse reinforcement:



sectional view:



Detail A:

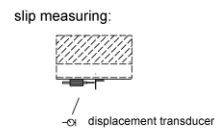


Abb. B.4: Schalplan der Versuchskörper mit der Bezeichnung V_{LC} 16 bis V_{LC} 19.

Fig. B.4: Formwork drawing of the specimen V_{LC} 16 to V_{LC} 19.

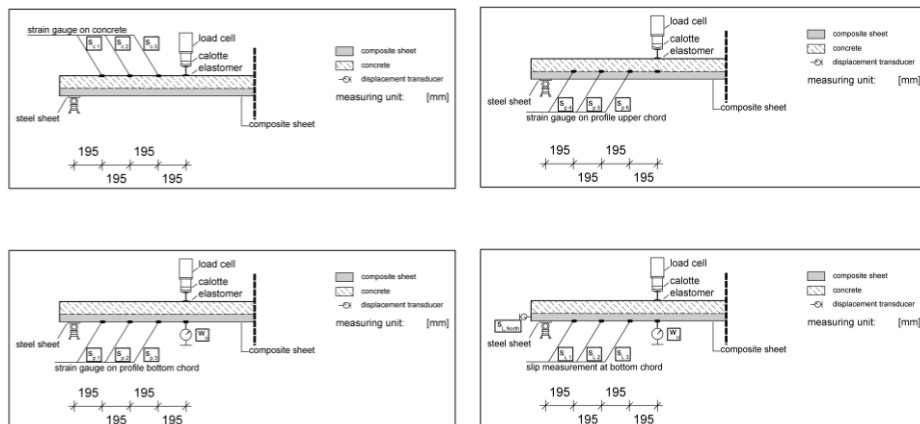


Abb. B.5: Messtechnik der Versuchskörper mit der Bezeichnung V_{LC} 16 bis V_{LC} 19.

Fig. B.5: Instrumentation of the specimen V_{LC} 16 to V_{LC} 19.

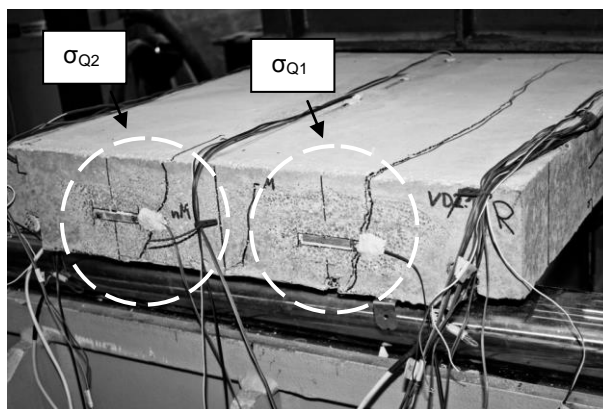


Abb. B.6: Dehnungsmessung an den Strinseiten unbewehrter (links) und mit Querbewehrung versehener Versuchskörper (rechts).

Fig. B.6: Longitudinal cracks at the face side of the specimens without (left) and with (right) transversal reinforcement to avoid cracking.

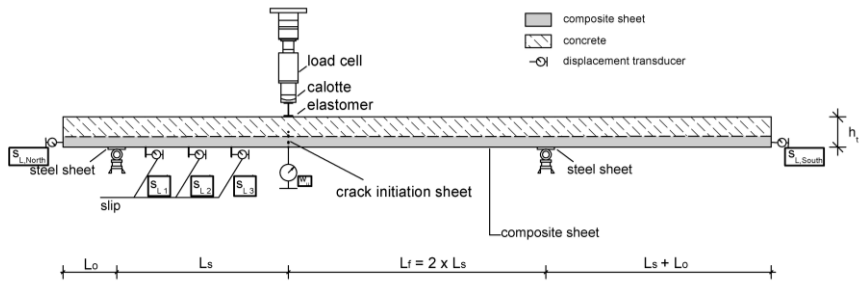


Abb. B.7: Versuchsaufbau der Drei-Punkt-Biegekörper mit der Bezeichnung V_{LC} 20 bis V_{LC} 23.

Fig. B.7: Test-setup of the three-point-bending test body V_{LC} 20 to V_{LC} 23.

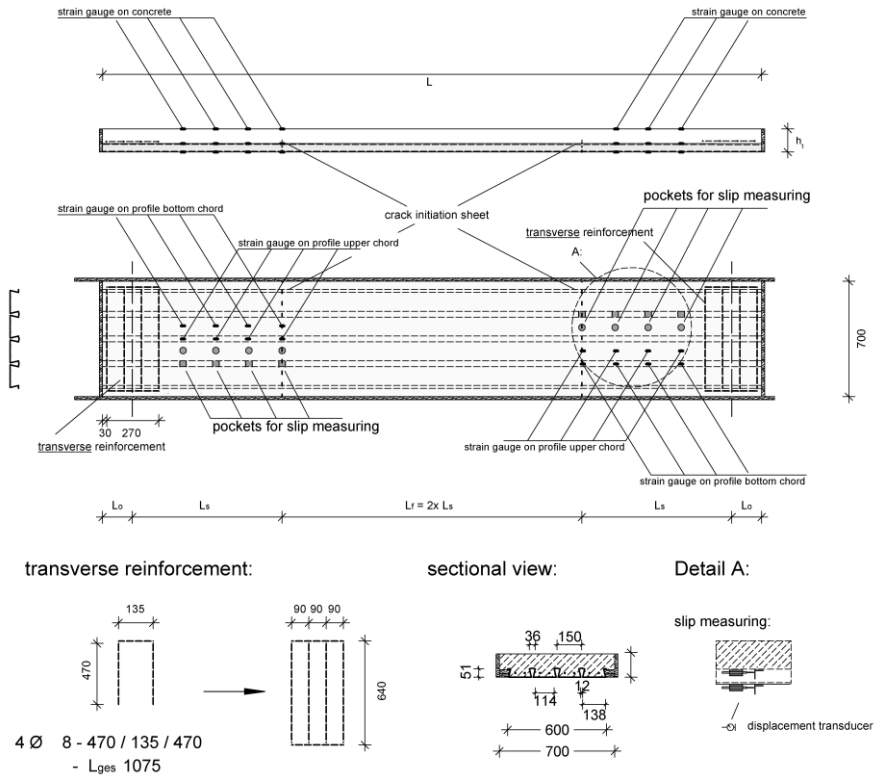


Abb. B.8: Schalplan der Versuchskörper mit der Bezeichnung V_{LC} 20 bis V_{LC} 23.

Fig. B.8: Formwork drawing of the specimen V_{LC} 20 to V_{LC} 23.

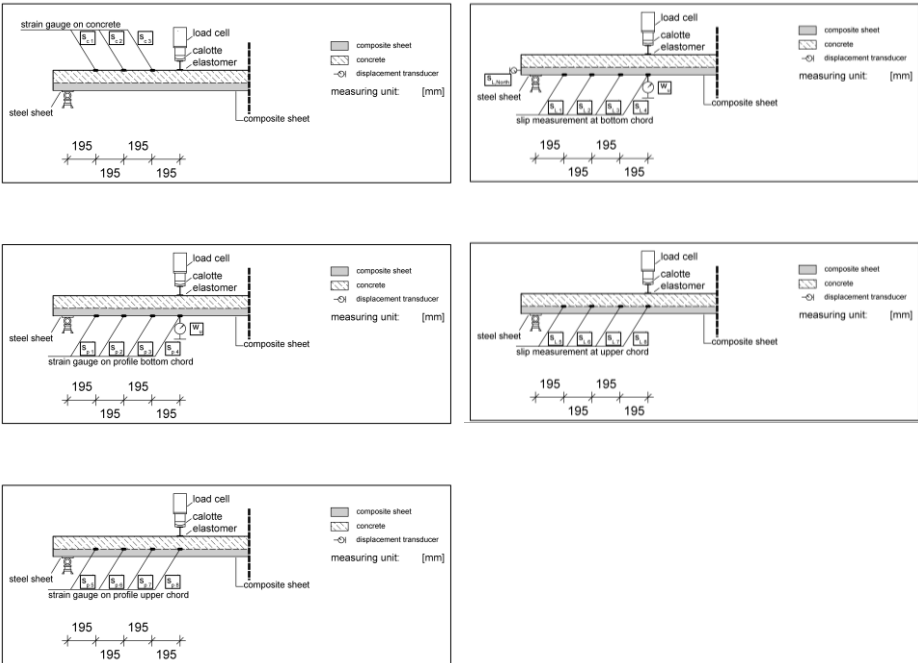


Abb. B.9: Messtechnik der Versuchskörper mit der Bezeichnung $V_{LC\ 20}$ bis $V_{LC\ 23}$.

Fig. B.9: Instrumentation of the specimen $V_{LC\ 20}$ to $V_{LC\ 23}$.

B.1.3 Verbunddecken mit mittlerer bis langer Schublänge und Nw_c

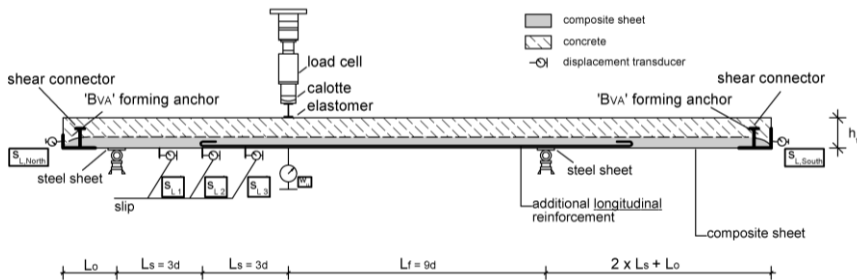


Abb. B.10: Versuchsaufbau der Drei-Punkt-Biegeprüfung.

Fig. B.10: Test-setup of the three-point bending test.

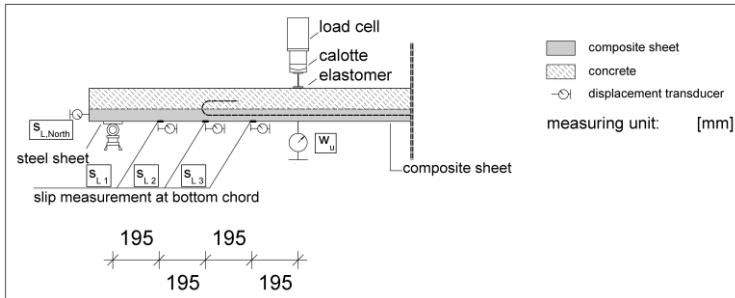


Abb. B.11: Darstellung der Messtechnik.

Fig. B.11: Illustration of the instrumentation.

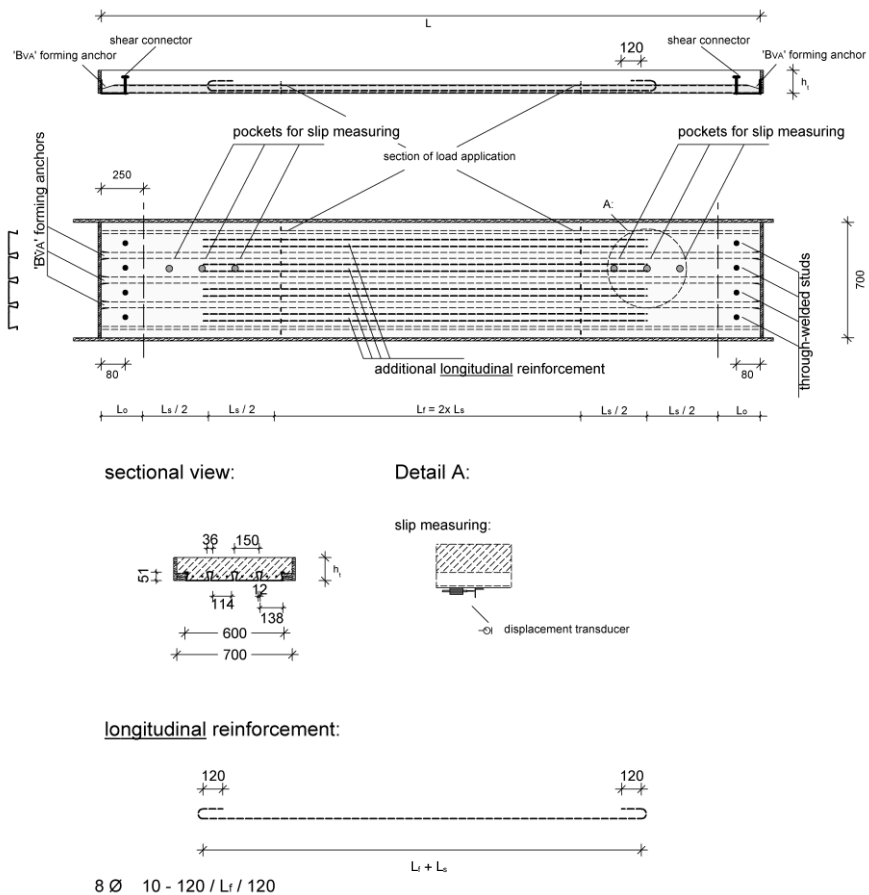


Abb. B.12: Schalplan des Versuchskörpers.

Fig. B.12: Formwork drawing of the specimen.

B.2 Versuchsbezeichnungen und Abmessungen

Tab. B.1: Versuchsbezeichnungen und Abmessungen der Versuchskörper.

Table B.1: Experimental descriptions and dimensions of the test specimens.

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	source	original notation	>	no.		t_{nom} [mm]	$t_{\text{m,cor}}$ [mm]	$A_{\text{p,vorh}}$ [mm ² /m]	L_o / L_s [mm]
2			>	V _{LC} 1	SuperHolorib	0.75	0.66	1162	100 / 400
3			>	V _{LC} 2		0.75	0.74	1307	100 / 500
4			>	V _{LC} 3		0.75	0.74	1307	100 / 500
5			>	V _{LC} 4		0.75	0.75	1311	100 / 504
6			>	V _{LC} 5		0.75	0.75	1311	100 / 504
7			>	V _{LC} 6	Holorib	0.75	0.73	1279	100 / 400
8			>	V _{LC} 7		0.75	0.73	1279	100 / 502
9			>	V _{LC} 8		0.75	0.75	1320	100 / 500
10			>	V _{LC} 9		0.75	0.75	1320	100 / 502
11			>	V _{LC} 10	SuperHolorib	0.75	0.66	1162	100 / 400
12			>	V _{LC} 11		0.75	0.75	1311	100 / 497
13			>	V _{LC} 12		0.75	0.74	1302	100 / 500
14			>	V _{LC} 13		0.75	0.74	1302	100 / 499
15			>	V _{LC} 14		0.75	0.75	1311	100 / 500
16			>	V _{LC} 15		0.75	0.75	1311	100 / 500
2			>	V _{LC} 16	SuperHolorib	0.75	0.70	1235	100 / 800
3			>	V _{LC} 17		0.75	0.70	1235	100 / 800
4			>	V _{LC} 18		1.00	0.92	1662	100 / 800
5			>	V _{LC} 19		1.00	0.92	1662	100 / 800
6			>	V _{LC} 20	SuperHolorib	1.00	0.92	1650	90 / 780
7			>	V _{LC} 21		1.00	0.92	1650	120 / 780
8			>	V _{LC} 22		1.00	0.92	1650	90 / 780
9			>	V _{LC} 23		1.00	0.92	1650	120 / 780
25	Kurz und Hart- meyer 2010	SHRc 100-420-1	>	V _{LC} 24	SuperHolorib	1.00	0.98	1762	100 / 1000
26		SHRc 100-420-2	>	V _{LC} 25		1.00	0.98	1762	100 / 1000
27		SHRc 100-420-3	>	V _{LC} 26		1.00	0.98	1762	100 / 1000
28		SHRc 100-420-4	>	V _{LC} 27		1.00	0.98	1762	100 / 1000

10	11	12	13	14	15	16	17
h_t [mm]	d_p [mm]	b_c [mm]	b_w [mm/m]	a/d [-]	type	an- chorage	rein- forcement
140	124	690	760	3.2	4P	--	transverse
140	124	692	760	4.0	4P	--	transverse
140	124	700	760	4.0	4P	--	transverse
140	124	695	760	4.1	4P	--	transverse
140	124	695	760	4.1	4P	--	--
140	124	690	760	3.2	4P	BVA	transverse
140	124	684	760	4.1	4P	BVA	transverse
140	124	684	760	4.0	4P	BVA	transverse
140	124	692	760	4.1	4P	BVA	transverse
140	124	690	760	3.2	4P	BVA	transverse
140	124	690	760	4.0	4P	BVA	transverse
140	124	684	760	4.0	4P	BVA	transverse
140	124	700	760	4.0	4P	BVA	transverse
140	124	690	760	4.0	4P	BVA	transverse
140	124	690	760	4.0	4P	BVA	transverse
140	124	710	760	6.5	3P	BVA	--
140	124	710	760	6.5	3P	BVA	transverse
140	124	710	760	6.5	3P	BVA	--
140	124	710	760	6.5	3P	BVA	transverse
140	124	700	760	6.3	3P	--	transverse
140	124	700	760	6.3	3P	--	transverse
140	124	700	760	6.3	3P	--	transverse
140	124	700	760	6.3	3P	--	transverse
140	124	700	760	8.1	4P	--	--
140	124	700	760	8.1	4P	--	--
140	124	700	760	8.1	4P	--	--
140	124	700	760	8.1	4P	--	--

Tab. B.2: Versuchsbezeichnungen und Abmessungen der Versuchskörper – Fortsetzung von Tab. B.1.

Table B.2: Experimental descriptions and dimensions of the test specimens – continuation of Tab. B.1.

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	source	original notation	>	no.		t_{nom} [mm]	$t_{m,cor}$ [mm]	$A_{p,vorh}$ [mm ² /m]	L_o / L_s [mm]
29	Kurz und Hartmeyer 2010	SHR 100-420-1	>	V _{LC} 28	SuperHolorib	1.00	0.96	1728	100 / 1000
30		SHR 100-420-2	>	V _{LC} 29		1.00	0.96	1728	100 / 1000
31		SHR 100-420-3	>	V _{LC} 30		1.00	0.96	1728	100 / 1000
32		SHR 100-420-4	>	V _{LC} 31		1.00	0.96	1728	100 / 1000
33	Kurz und Hartmeyer 2010	SHR 075-420-1	>	V _{LC} 32	SuperHolorib	0.75	0.71	1251	100 / 1000
34		SHR 075-420-2	>	V _{LC} 33		0.75	0.71	1251	100 / 1000
35		SHR 075-420-3	>	V _{LC} 34		0.75	0.71	1251	100 / 1000
36		SHR 075-420-4	>	V _{LC} 35		0.75	0.71	1251	100 / 1000
37	Kurz et al 2009	SHR 100-340-V1	>	V _{LC} 36	SuperHolorib	1.00	0.96	1728	100 / 800
38		SHR 100-340-V2	>	V _{LC} 37		1.00	0.96	1728	100 / 800
39		SHR 100-340-V3	>	V _{LC} 38		1.00	0.96	1728	100 / 800
40		SHR 100-340-V4	>	V _{LC} 39		1.00	0.96	1728	100 / 800
41		SHR 100-340-V5	>	V _{LC} 40		1.00	0.96	1728	100 / 800
42		SHR 100-340-V6	>	V _{LC} 41		1.00	0.96	1728	100 / 800
43		SHR 100-340-V7	>	V _{LC} 42		1.00	0.96	1728	100 / 800
44		SHR 100-340-V8	>	V _{LC} 43		1.00	0.96	1728	100 / 800
45		SHR 100-340-V9	>	V _{LC} 44		1.00	0.96	1728	100 / 800
46		SHR 100-340-V10	>	V _{LC} 45		1.00	0.96	1728	100 / 800
47		SHR 100-340-V11	>	V _{LC} 46		1.00	0.96	1728	100 / 800
48		SHR 100-340-V12	>	V _{LC} 47		1.00	0.96	1728	100 / 800
49	Kurz et al 2009	SHR 075-340-V1	>	V _{LC} 48	SuperHolorib	0.75	0.71	1251	100 / 800
50		SHR 075-340-V2	>	V _{LC} 49		0.75	0.71	1251	100 / 800
51		SHR 075-340-V3	>	V _{LC} 50		0.75	0.71	1251	100 / 800
52		SHR 075-340-V4	>	V _{LC} 51		0.75	0.71	1251	100 / 800
53		SHR 075-340-V5	>	V _{LC} 52		0.75	0.71	1251	100 / 800
54		SHR 075-340-V6	>	V _{LC} 53		0.75	0.71	1251	100 / 800
55		SHR 075-340-V7	>	V _{LC} 54		0.75	0.71	1251	100 / 800
56		SHR 075-340-V8	>	V _{LC} 55		0.75	0.71	1251	100 / 800

Tab. B.3: Versuchsbezeichnungen und Abmessungen der Versuchskörper – Fortsetzung von Tab. B.1.

Table B.3: Experimental descriptions and dimensions of the test specimens – continuation of Tab. B.1.

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	source	original notation	>	no.		t_{nom} [mm]	$t_{m,cor}$ [mm]	$A_{p,vorh}$ [mm ² /m]	L_o / L_s [mm]
57	Kurz et al 2009	HR 100-420-V1	>	V _{LC} 56	Holorib	1.00	0.96	1713	100 / 1000
58		HR 100-420-V2	>	V _{LC} 57		1.00	0.96	1713	100 / 1000
59		HR 100-420-V3	>	V _{LC} 58		1.00	0.96	1713	100 / 1000
60		HR 100-420-V4	>	V _{LC} 59		1.00	0.96	1713	100 / 1000
61		HR 100-420-V5	>	V _{LC} 60		1.00	0.96	1713	100 / 1000
62		HR 100-420-V6	>	V _{LC} 61		1.00	0.96	1713	100 / 1000
63		HR 100-420-V7	>	V _{LC} 62		1.00	0.96	1713	100 / 1000
64		HR 100-420-V8	>	V _{LC} 63		1.00	0.96	1713	100 / 1000
65	Kurz et al 2009	C40 075-420-V1	>	V _{LC} 64	Cofrastra40	0.75	0.68	1093	100 / 1000
66		C40 075-420-V2	>	V _{LC} 65		0.75	0.68	1093	100 / 1000
67		C40 075-420-V3	>	V _{LC} 66		0.75	0.68	1093	100 / 1000
68		C40 075-420-V4	>	V _{LC} 67		0.75	0.68	1093	100 / 1000
69	Kurz et al 2009	C60 075-460-V1	>	V _{LC} 68	Cofraplus60	0.75	0.71	976	100 / 1100
70		C60 075-460-V2	>	V _{LC} 69		0.75	0.71	976	100 / 1100
71		C60 075-460-V3	>	V _{LC} 70		0.75	0.71	976	100 / 1100
72		C60 075-460-V4	>	V _{LC} 71		0.75	0.71	976	100 / 1100
73	Kurz et al 2009	C70 100-500-V1	>	V _{LC} 72	Cofrastra70	1.00	0.96	1555	100 / 1200
74		C70 100-500-V2	>	V _{LC} 73		1.00	0.96	1555	100 / 1200
75		C70 100-500-V3	>	V _{LC} 74		1.00	0.96	1555	100 / 1200
76		C70 100-500-V4	>	V _{LC} 75		1.00	0.96	1555	100 / 1200
77	Faust 2002	VD1	>	V _{LC} 76	SuperHolorib	1.00	0.96	1728	100 / 500
78		VD2	>	V _{LC} 77		1.00	0.96	1728	100 / 500
79		VD5	>	V _{LC} 78		1.00	0.96	1728	100 / 825
80		VD6	>	V _{LC} 79		1.00	0.96	1728	100 / 825
81	P06/07	VD 2	>	V _{LC} 80		1.00	0.96	1728	95 / 505
82		VD 1	>	V _{LC} 81		1.00	0.96	1728	105 / 795

10	11	12	13	14	15	16	17
h_t [mm]	d_p [mm]	b_c [mm]	b_w [mm/m]	a/d [-]	type	an- chorage	rein- forcement
140	124	630	760	8.1	3P	--	--
140	124	630	760	8.1	3P	--	--
140	124	630	760	8.1	3P	--	--
140	124	630	760	8.1	3P	--	--
140	124	630	760	8.1	3P	--	--
140	124	630	760	8.1	3P	--	--
140	124	630	760	8.1	3P	--	--
140	124	630	760	8.1	3P	--	--
140	124	630	760	8.1	3P	--	--
140	126	760	690	7.9	3P	--	--
140	126	760	690	7.9	3P	--	--
140	126	760	690	7.9	3P	--	--
140	126	760	690	7.9	3P	--	--
140	115	1080	530	9.6	3P	--	--
140	115	1080	530	9.6	3P	--	--
140	115	1080	530	9.6	3P	--	--
140	115	1080	530	9.6	3P	--	--
140	109	790	536	11.0	3P	--	--
140	109	790	536	11.0	3P	--	--
140	109	790	536	11.0	3P	--	--
140	109	790	536	11.0	3P	--	--
140	124	700	760	4.0	4P	--	--
140	124	700	760	4.0	4P	--	--
140	124	700	760	6.7	4P	--	--
140	124	700	760	6.7	4P	--	--
140	124	650	760	4.1	4P	--	--
140	124	650	760	6.4	4P	--	--

Tab. B.4: Versuchsbezeichnungen und Abmessungen der Versuchskörper – Fortsetzung von Tab. B.1.

Table B.4: Experimental descriptions and dimensions of the test specimens – continuation of Tab. B.1.

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	source	original notation	>	no.		t_{nom} [mm]	$t_{m,cor}$ [mm]	$A_{p,vgrh}$ [mm ² /m]	L_o / L_s [mm]
2	eigene Versuche		>	V _{NC} 1	SuperHolonib	1.00	0.96	1728	250 / 1140
3			>	V _{NC} 2		1.00	0.96	1728	250 / 950
5			>	V _{NC} 3		1.00	0.96	1728	250 / 780
6			>	V _{NC} 4		1.00	0.96	1728	250 / 780
7			>	V _{NC} 5		0.75	0.71	1250	250 / 780
8			>	V _{NC} 6		0.75	0.71	1250	250 / 780

10	11	12	13	14	15	16	17
h_t [mm]	d_p [mm]	b_c [mm]	b_w [mm/m]	a/d [-]	type	an- chorage	rein- forcement
200	184	700	760	6.2	3P	BVA / KBD	longitudinal
200	184	700	760	5.2	3P	BVA / KBD	longitudinal
140	124	700	760	6.3	3P	BVA / KBD	longitudinal
140	124	700	760	6.3	3P	BVA / KBD	longitudinal
140	124	700	760	6.3	3P	BVA	longitudinal
140	124	700	760	6.3	3P	BVA	longitudinal

B.3 Rezepturen und Werkstoffkennwerte

Tab. B.5: Liste der Betonrezepturen LC_{M1} bis LC_{M4}.Table B.5: Register of concrete formula LC_{M1} to LC_{M4}.

0	1	2	3	4	5	6	7
1	aggregate	origin	LC _{M1}	LC _{M2}	LC _{M3}	LC _{M4}	unit
2	Cement CEM II A-LL 32,5R	Heidelberger Zement AG, Schelklingen	333.5	326.0	326.0	350.0	kg/m ³
3	Flue ash Safament HKV5	SAFA Saarfilterasche	223.7	228.0	228.0	-	
4	Microsilica Suspension EMSAC 500 DOZ (SF) (50 M-% Solid)	Elkem GmbH	32.0	-	16.0	-	
5	Blähsand FKR 0/4	Liapor GmbH, Tunlingen	366.8	-	-	111.6	
6	Quarzsand 0/2	Euroquarz GmbH, Ottendorf	-	550.0	561.0	-	
7	Blähton 650 - 2/10	Liapor GmbH, Tunlingen	405.9	481.8	470.0	-	
8	water-reducing ad- mixture Glenium ACE30 (30 M-% Solid)	BASF AG	2.1	3.3	3.3	1.8	
9	Stabilisator UW Compound	BASF AG	1.0	-	-	-	
10	reaction water (H ₂ O)		165.0	138.0	154.0	192.5	

Tab. B.6: Liste der Betonrezepturen LC_{M5} bis LC_{M7}.Table B.6: Register of concrete formula LC_{M5} to LC_{M7}.

0	1	2	3	4	5	6
1	aggregate	origin	LC _{M5}	LC _{M6}	LC _{M7}	unit
2	Cement CEM I 32,5R	- unknown	350.0	293.0	293.0	kg/m ³
3	Blähsand k 0/2	Liapor GmbH, Hallerndorf-Pautzfeld	-	356.0	-	
4	Blähsand FKR 0/4	Liapor GmbH, Tunlingen	111.6	-	-	
5	Rheinsand 0/2	- unknown	574.7	409.0	929.0	
6	Blähton 450 - 2/10	Liapor GmbH, Tunlingen	266.3	-	-	
7	Blähton 450 - 2/10	Liapor GmbH,	-	-	293.0	
8	Blähton 650 - 2/10	Hallerndorf-Pautzfeld	-	402.0	-	
9	water-reducing admixture Glenium ACE30 (30 M-% Solid)	BASF AG	1.8	1.5	1.5	
10	reaction water (H ₂ O)		192.5	176.0	176.0	

Tab. B.7: Liste der Betonrezepturen LC_{M8} bis LC_{M9} und NC_{M1}.Table B.7: Register of concrete formula LC_{M8} to LC_{M9} and NC_{M1}.

0	1	2	3	4	5	6
1	aggregate	origin	LC _{M8}	LC _{M9}	NC _{M1}	unit
2	Cement CEM II B-S 42,5N	Heidelberger Zement AG	-	-	310.0	kg/m ³
3	Cement CEM I 42,5R	- unknown	380.0	315.0	-	
4	Flue ash Safament HKV5	SAFA Saarfiterasche	224.0	105.0	-	
5	Silica-Powder (Solid)	- unknown	35.0	-	-	
6	Blähsand k 0/2	Liapor GmbH, Hallerndorf-Pautzfeld	233.0	-	-	
7	Rheinsand 0/2	- unknown	-	476.2	630.0	
8	Blähton 650 - 2/10	Liapor GmbH, Hallerndorf-Pautzfeld	-	500.0	-	
9	Blähton 4/8	- unknown	368.0	-	-	
10	Rheinkies 2/8	Kuhn	-	-	517.0	
11	Rheinkies 8/16	Kuhn	-	-	705.0	
12	water-reducing admixture - FM93	- unknown	12.0	-	-	
13	reaction water (H ₂ O)		201.0	220.5	185.0	

Tab. B.8: mittlere Werkstoffkennwerte der Versuchskörper.

Table B.8: mean values of material characteristics.

0	1	2	3	4	5	6
1	no.	type	ρ_{dry} [kg/m ³]	η_1 [-]	$f_{\text{cm}} / f_{\text{icm}}$ [N/mm ²]	$f_{\text{ctm}} / f_{\text{icm}}$ [N/mm ²]
2	V _{LC} 1	LC _{M6}	1.46	0.80	14.3	1.48
3	V _{LC} 2	LC _{M7}	1.48	0.80	16.5	1.45
4	V _{LC} 3	LC _{M7}	1.46	0.80	17.3	1.48
5	V _{LC} 4	LC _{M7}	1.47	0.80	15.9	1.41
6	V _{LC} 5	LC _{M7}	1.48	0.80	16.1	1.50
7	V _{LC} 6	LC _{M6}	1.51	0.81	22.2	1.69
8	V _{LC} 7	LC _{M7}	1.48	0.80	16.5	1.45
9	V _{LC} 8	LC _{M7}	1.46	0.80	17.3	1.48
10	V _{LC} 9	LC _{M7}	1.47	0.80	15.9	1.41
11	V _{LC} 10	LC _{M6}	1.46	0.80	14.3	1.48
12	V _{LC} 11	LC _{M7}	1.48	0.80	16.5	1.45
13	V _{LC} 12	LC _{M7}	1.46	0.80	17.3	1.48
14	V _{LC} 13	LC _{M7}	1.47	0.80	15.9	1.41
15	V _{LC} 14	LC _{M7}	1.48	0.80	16.1	1.50
16	V _{LC} 15	LC _{M7}	1.48	0.80	16.1	1.50
17	V _{LC} 16	LC _{M5}	1.48	0.80	22.8	1.66
18	V _{LC} 17	LC _{M5}	1.48	0.80	22.8	1.66
19	V _{LC} 18	LC _{M5}	1.59	0.83	28.8	1.96
20	V _{LC} 19	LC _{M5}	1.59	0.83	28.8	1.96
21	V _{LC} 20	LC _{M6}	1.57	0.83	21.2	2.05
22	V _{LC} 21	LC _{M6}	1.57	0.83	21.2	2.05
23	V _{LC} 22	LC _{M6}	1.61	0.84	22.2	1.96
24	V _{LC} 23	LC _{M6}	1.61	0.84	22.2	1.96
25	V _{LC} 24	LC _{M4}	1.40	0.78	25.7	1.55
26	V _{LC} 25	LC _{M4}	1.40	0.78	23.8	1.55
27	V _{LC} 26	LC _{M4}	1.40	0.78	23.6	1.55
28	V _{LC} 27	LC _{M4}	1.40	0.78	22.2	1.55

7	8	9	10	11	12
$f_{ct}; f_{cm}$ [-]	E_c / E_{lg} [N/mm ²]	R_{eH} [N/mm ²]	R_m [N/mm ²]	E_{pm} [N/mm ²]	n [-]
1: 10	10200	373	445	208000	20
1: 11	12100	393	478	213000	18
1: 12	12200	393	478	213000	17
1: 11	11300	388	476	208000	18
1: 11	11700	374	394	202000	17
1: 13	12300	350	414	208000	17
1: 11	12100	350	414	208000	17
1: 12	12200	369	427	210200	17
1: 11	11300	369	427	210200	19
1: 10	10200	373	445	208000	20
1: 11	12100	388	476	209000	17
1: 12	12200	392	464	212000	17
1: 11	11300	392	464	212000	19
1: 11	11700	390	471	206000	18
1: 11	11700	390	471	206000	18
1: 14	12700	333	383	204000	16
1: 14	12700	333	373	204000	16
1: 15	13700	343	394	206000	15
1: 15	13700	343	394	206000	15
1: 10	12400	366	422	205000	17
1: 10	12400	366	422	205000	17
1: 11	12300	366	422	205000	17
1: 11	12300	366	422	205000	17
1: 17	13000	360	417	194000	15
1: 15	13000	360	417	194000	15
1: 15	13000	360	417	194000	15
1: 14	13000	360	417	194000	15

Tab. B.9: mittlere Werkstoffkennwerte der Versuchskörper – Fortsetzung von Tab. B.9.

Table B.9: mean values of material characteristics – continuation of Table B.9.

0	1	2	3	4	5	6
1	no.	type	ρ_{dry} [kg/m ³]	η_1 [-]	$f_{\text{cm}} / f_{\text{icm}}$ [N/mm ²]	$f_{\text{ctm}} / f_{\text{ictm}}$ [N/mm ²]
29	V _{LC} 28	LWAC LC _{M4}	1.43	0.79	20.3	1.41
30	V _{LC} 29		1.43	0.79	22.1	1.41
31	V _{LC} 30		1.43	0.79	17.5	1.41
32	V _{LC} 31		1.43	0.79	17.5	1.41
33	V _{LC} 32	LWAC LC _{M4}	1.38	0.78	17.9	1.49
34	V _{LC} 33		1.38	0.78	21.4	1.49
35	V _{LC} 34		1.38	0.78	23.5	1.49
36	V _{LC} 35		1.38	0.78	22.3	1.49
37	V _{LC} 36	LWAC LC _{M1}	1.39	0.78	37.3	1.78
38	V _{LC} 37		1.39	0.78	37.3	1.78
39	V _{LC} 38		1.39	0.78	37.3	1.78
40	V _{LC} 39		1.39	0.78	37.3	1.78
41	V _{LC} 40	LWAC LC _{M2}	1.57	0.83	46.0	2.35
42	V _{LC} 41		1.57	0.83	46.0	2.35
43	V _{LC} 42		1.57	0.83	47.5	2.35
44	V _{LC} 43		1.57	0.83	47.5	2.35
45	V _{LC} 44	LWAC LC _{M3}	1.57	0.83	43.0	2.35
46	V _{LC} 45		1.57	0.83	43.0	2.35
47	V _{LC} 46		1.57	0.83	43.0	2.35
48	V _{LC} 47		1.57	0.83	43.0	2.35
49	V _{LC} 48	LWAC LC _{M1}	1.39	0.78	37.3	1.78
50	V _{LC} 49		1.39	0.78	37.3	1.78
51	V _{LC} 50		1.39	0.78	37.3	1.78
52	V _{LC} 51		1.39	0.78	37.3	1.78
53	V _{LC} 52	LWAC LC _{M2}	1.57	0.83	46.0	2.45
54	V _{LC} 53		1.57	0.83	46.0	2.45
55	V _{LC} 54		1.57	0.83	47.5	2.45
56	V _{LC} 55		1.57	0.83	47.5	2.45

7	8	9	10	11	12
$f_{ct}; f_{cm}$ [-]	E_c / E_{lg} [N/mm ²]	R_{eH} [N/mm ²]	R_m [N/mm ²]	E_{pm} [N/mm ²]	n [-]
1: 14	12500	366	422	205000	16
1: 16	12500	366	422	205000	16
1: 12	12500	366	422	205000	16
1: 12	12500	366	422	205000	16
1: 12	11900	358	442	204000	17
1: 14	11900	358	442	204000	17
1: 16	11900	358	442	204000	17
1: 15	11900	358	442	204000	17
1: 21	12700	366	422	205000	16
1: 21	12700	366	422	205000	16
1: 21	12700	366	422	205000	16
1: 21	12700	366	422	205000	16
1: 20	15300	366	422	205000	13
1: 20	15300	366	422	205000	13
1: 20	15300	366	422	205000	13
1: 20	15300	366	422	205000	13
1: 18	14400	366	422	205000	14
1: 18	14400	366	422	205000	14
1: 18	14400	366	422	205000	14
1: 18	14400	366	422	205000	14
1: 21	12700	358	442	204000	16
1: 21	12700	358	442	204000	16
1: 21	12700	358	442	204000	16
1: 21	12700	358	442	204000	16
1: 19	15300	358	442	204000	13
1: 19	15300	358	442	204000	13
1: 19	15300	358	442	204000	13
1: 19	15300	358	442	204000	13

Tab. B.10: mittlere Werkstoffkennwerte der Versuchskörper – Fortsetzung von Tab. B.9.

Table B.10: mean values of material characteristics – continuation of Table B.9.

0	1	2	3	4	5	6
1	no.	type	ρ_{dry} [kg/m ³]	η_1 [-]	$f_{\text{cm}} / f_{\text{icm}}$ [N/mm ²]	$f_{\text{ctm}} / f_{\text{ictm}}$ [N/mm ²]
57	V _{LC} 56	LC _{M1}	1.39	0.78	37.3	1.78
58	V _{LC} 57	LC _{M1}	1.39	0.78	37.3	1.78
59	V _{LC} 58	LC _{M1}	1.39	0.78	37.3	1.78
60	V _{LC} 59	LC _{M1}	1.39	0.78	37.3	1.78
61	V _{LC} 60	LC _{M2}	1.59	0.83	46.0	2.45
62	V _{LC} 61	LC _{M2}	1.59	0.83	46.0	2.45
63	V _{LC} 62	LC _{M2}	1.59	0.83	46.0	2.45
64	V _{LC} 63	LC _{M2}	1.59	0.83	46.0	2.45
65	V _{LC} 64	LC _{M2}	1.59	0.83	36.3	1.83
66	V _{LC} 65	LC _{M2}	1.59	0.83	36.3	1.83
67	V _{LC} 66	LC _{M2}	1.59	0.83	37.8	1.83
68	V _{LC} 67	LC _{M2}	1.59	0.83	37.8	1.83
69	V _{LC} 68	LC _{M2}	1.55	0.82	47.5	2.45
70	V _{LC} 69	LC _{M2}	1.55	0.82	47.5	2.45
71	V _{LC} 70	LC _{M2}	1.55	0.82	47.5	2.45
72	V _{LC} 71	LC _{M2}	1.55	0.82	47.5	2.45
73	V _{LC} 72	LC _{M2}	1.57	0.83	45.5	2.45
74	V _{LC} 73	LC _{M2}	1.57	0.83	45.5	2.45
75	V _{LC} 74	LC _{M2}	1.57	0.83	45.5	2.45
76	V _{LC} 75	LC _{M2}	1.57	0.83	45.5	2.45
77	V _{LC} 76	LC _{M8}	1.25	0.74	29.3	1.71
78	V _{LC} 77	LC _{M8}	1.25	0.74	29.0	1.71
79	V _{LC} 78	LC _{M8}	1.25	0.74	30.4	1.71
80	V _{LC} 79	LC _{M8}	1.25	0.74	29.5	1.71
81	V _{LC} 80	LC _{M9}	1.56	0.83	39.6	2.80
82	V _{LC} 81	LC _{M9}	1.56	0.83	40.6	2.84

7	8	9	10	11	12
$f_{ct} : f_{cm}$ [-]	E_c / E_{lg} [N/mm ²]	R_{eH} [N/mm ²]	R_m [N/mm ²]	E_{pm} [N/mm ²]	n [-]
1: 21	12700	359	427	196000	15
1: 21	12700	359	427	196000	15
1: 21	12700	359	427	196000	15
1: 21	12700	359	427	196000	15
1: 19	15300	359	427	196000	13
1: 19	15300	359	427	196000	13
1: 19	15300	359	427	196000	13
1: 19	15300	359	427	196000	13
1: 20	16300	380	429	196000	12
1: 20	16300	380	429	196000	12
1: 21	17200	380	429	196000	11
1: 21	17200	380	429	196000	11
1: 19	15300	366	423	186000	12
1: 19	15300	366	423	186000	12
1: 19	15300	366	423	186000	12
1: 19	15300	366	423	186000	12
1: 19	15300	346	446	200000	13
1: 19	15300	346	446	200000	13
1: 19	15300	346	446	200000	13
1: 19	15300	346	446	200000	13
1: 17	11300	347	--	200000	18
1: 17	11300	347	--	200000	18
1: 18	11300	347	--	200000	18
1: 17	11300	347	--	200000	18
1: 14	16400	345	425	199300	12
1: 14	16400	345	425	199300	12

Tab. B.11: mittlere Werkstoffkennwerte der Versuchskörper – Fortsetzung von Tab. B.10.

Table B.11: mean values of material characteristics – continuation of Table B.10.

0	1	2	3	4	5	6
1	no.	type	ρ_{dry} [kg/m ³]	η_1 [-]	$f_{\text{cm}} / f_{\text{icm}}$ [N/mm ²]	$f_{\text{ctm}} / f_{\text{icm}}$ [N/mm ²]
83	V _{NC} 1	NC _{M1}	-	1.00	19.5	1.96
84	V _{NC} 2	NC _{M1}	-	1.00	19.5	1.96
85	V _{NC} 3	NWAC NC _{M1}	-	1.00	19.9	2.17
86	V _{NC} 4		-	1.00	19.9	2.17
87	V _{NC} 5		-	1.00	19.8	2.01
88	V _{NC} 6		-	1.00	19.8	2.01

7	8	9	10	11	12
$f_{ct}:f_{cm}$ [-]	E_c/E_{lg} [N/mm ²]	R_{eH} [N/mm ²]	R_m [N/mm ²]	E_{pm} [N/mm ²]	n [-]
1: 10	22800	358	442	205000	9
1: 10	22800	358	442	205000	9
1: 9	19600	355	488	205000	10
1: 9	19600	355	488	205000	10
1: 10	19800	362	559	205000	10
1: 10	19800	362	559	205000	10

B.4 Versuchsergebnisse

B.4.1 Datenbasis - Tabellarische Übersicht

Tab. B.12: Versuchsergebnisse der Versuchskörper.

Table B.12: Test results of specimens.

0	1	2	3	4	5	6	7	8
1	no.	η [-]	τ_M [N/mm ²]	M / M_{pl} [-]	$L_{v,eff}$ [mm]	Z_p [kN/m]	$A_{p,eff}$ [mm ² /m]	ρ_{sl} [%]
2	V _{LC} 1	0.27	0.259	0.45	253	66	176	0.19
3	V _{LC} 2	0.41	0.345	0.59	353	122	310	0.33
4	V _{LC} 3	0.39	0.328	0.57	353	116	295	0.31
5	V _{LC} 4	0.41	0.341	0.59	357	122	313	0.33
6	V _{LC} 5	0.49	0.393	0.66	357	140	375	0.40
7	V _{LC} 6	0.40	0.360	0.56	253	91	260	0.28
8	V _{LC} 7	0.42	0.315	0.59	355	112	319	0.34
9	V _{LC} 8	0.45	0.3564	0.62	353	126	341	0.36
10	V _{LC} 9	0.40	0.3168	0.58	355	112	305	0.32
11	V _{LC} 10	0.53	0.509	0.69	253	129	345	0.37
12	V _{LC} 11	0.71	0.591	0.82	350	207	532	0.57
13	V _{LC} 12	0.63	0.529	0.76	353	187	476	0.51
14	V _{LC} 13	0.57	0.479	0.72	352	169	430	0.46
15	V _{LC} 14	0.59	0.493	0.74	353	174	446	0.48
16	V _{LC} 15	0.69	0.577	0.80	353	204	522	0.56
2	V _{LC} 16	0.96	0.457	0.98	591	270	810	0.86
15	V _{LC} 17	0.92	0.438	0.95	591	259	776	0.83
15	V _{LC} 18	0.98	0.648	0.99	591	383	1116	1.19
16	V _{LC} 19	1.00	0.661	1.00	591	391	1139	1.21
17	V _{LC} 20	0.59	0.431	0.73	561	242	660	0.70
18	V _{LC} 21	0.64	0.452	0.64	591	267	729	0.78
18	V _{LC} 22	0.63	0.460	0.76	561	258	705	0.75
19	V _{LC} 23	0.63	0.445	0.76	591	263	718	0.76
25	V _{LC} 24	0.30	0.170	0.47	853	145	404	0.43
26	V _{LC} 25	0.40	0.227	0.57	853	194	538	0.57
27	V _{LC} 26	0.44	0.250	0.61	853	213	592	0.63
28	V _{LC} 27	0.41	0.233	0.58	853	199	552	0.59

9	10	11	12	13	15	16
$S_{L,u}$ [mm]	w_u [mm]	$V_{0,1}$ [kN/m]	V_u [kN/m]	$V_{Rm,ct}$ [kN/m]	$V_{Rm,ct} / V_u$ [-]	kind of failure
5.5	23.4	27	56	41	0.73	longitudinal shear
4.4	25.1	39	61	52	0.85	vertical shear
4.4	28.3	37	59	52	0.88	vertical shear
5.2	25.8	29	60	51	0.86	vertical shear
4.8	26.4	37	65	55	0.85	vertical shear
3.6	24.1	32	67	55	0.81	longitudinal shear
4.9	24.9	32	56	53	0.94	longitudinal shear
4.4	26.5	30	62	54	0.88	longitudinal shear
3.9	24.2	35	57	51	0.90	longitudinal shear
6.0	31.6	30	85	51	0.60	longitudinal shear
6.1	40.6	33	80	62	0.77	vertical shear
5.4	38.1	36	80	61	0.76	longitudinal shear
4.7	33.1	43	74	57	0.78	longitudinal shear
5.7	42.3	43	76	58	0.76	vertical shear
3.8	35.6	39	83	61	0.74	vertical shear
3.3	40.3	22	54	80	1.47	vertical shear
3.0	42.8	24	53	79	1.49	vertical shear
2.8	35.8	32	76	100	1.31	vertical shear
1.0	25.7	36	79	100	1.28	vertical shear
7.1	48.1	24	61	75	1.23	vertical shear
6.2	45.3	24	64	77	1.21	vertical shear
5.4	41.3	28	63	79	1.24	vertical shear
5.1	42.0	32	63	79	1.25	vertical shear
0.8	26.1	15	31	64	2.09	longitudinal cracking
2.2	48.3	15	37	69	1.86	longitudinal cracking
2.2	49.3	15	39	71	1.81	longitudinal cracking
2.0	46.6	16	37	68	1.81	longitudinal cracking

Tab. B.13: Versuchsergebnisse der Versuchskörper – Fortsetzung von Tab. B.12.

Table B.13: Test results of specimens – continuation of Tab. B.12.

0	1	2	3	4	5	6	7	8
1	no.	η [-]	τ_M [N/mm ²]	M / M_{pl} [-]	$L_{v,eff}$ [mm]	Z_p [kN/m]	$A_{p,eff}$ [mm ² /m]	ρ_{sl} [%]
29	V _{LC} 28	0.57	0.329	0.72	853	281	767	0.82
30	V _{LC} 29	0.60	0.346	0.74	853	295	806	0.86
31	V _{LC} 30	0.58	0.335	0.74	853	286	780	0.83
32	V _{LC} 31	0.56	0.323	0.72	853	276	753	0.80
33	V _{LC} 32	0.51	0.213	0.67	853	182	508	0.54
34	V _{LC} 33	0.60	0.251	0.73	853	214	598	0.64
35	V _{LC} 34	0.63	0.264	0.75	853	225	628	0.67
36	V _{LC} 35	0.46	0.192	0.62	853	164	458	0.49
37	V _{LC} 36	0.57	0.402	0.70	529	213	581	0.62
38	V _{LC} 37	0.49	0.346	0.65	529	183	500	0.53
39	V _{LC} 38	0.56	0.395	0.70	529	209	571	0.61
40	V _{LC} 39	0.57	0.409	0.72	529	216	591	0.63
41	V _{LC} 40	0.53	0.374	0.67	529	198	540	0.58
42	V _{LC} 41	0.56	0.395	0.70	529	209	571	0.61
43	V _{LC} 42	0.56	0.395	0.70	529	209	571	0.61
44	V _{LC} 43	0.66	0.466	0.77	529	246	673	0.72
45	V _{LC} 44	0.56	0.395	0.69	529	209	571	0.61
46	V _{LC} 45	0.50	0.353	0.65	529	187	510	0.54
47	V _{LC} 46	0.63	0.445	0.75	529	235	642	0.68
48	V _{LC} 47	0.54	0.381	0.68	529	202	551	0.59
49	V _{LC} 48	0.57	0.291	0.70	529	154	430	0.46
50	V _{LC} 49	0.60	0.307	0.72	529	162	453	0.48
51	V _{LC} 50	0.51	0.261	0.65	529	138	385	0.41
52	V _{LC} 51	0.61	0.312	0.73	529	165	461	0.49
53	V _{LC} 52	0.58	0.297	0.71	529	157	438	0.47
54	V _{LC} 53	0.64	0.327	0.75	529	173	483	0.51
55	V _{LC} 54	0.57	0.291	0.70	529	154	430	0.46
56	V _{LC} 55	0.57	0.291	0.70	529	154	430	0.46

9	10	11	12	13	15	16
$s_{L,u}$ [mm]	w_u [mm]	$V_{0,1}$ [kN/m]	V_u [kN/m]	$V_{Rm,ct}$ [kN/m]	$V_{Rm,ct} / V_u$ [-]	kind of failure
2.8	69.2	24	47	74	1.59	longitudinal cracking
3.0	71.6	25	48	77	1.61	longitudinal cracking
2.5	73.9	18	47	71	1.51	longitudinal cracking
2.5	66.4	19	45	70	1.54	longitudinal cracking
3.1	63.7	17	32	61	1.91	longitudinal cracking
3.9	77.3	11	35	68	1.94	longitudinal cracking
3.1	74.3	16	36	72	1.97	longitudinal cracking
2.5	65.0	12	30	63	2.14	longitudinal cracking
1.9	25.9	24	65	81	1.25	vertical shear
1.1	20.3	25	60	77	1.29	vertical shear
2.0	25.1	20	64	81	1.26	vertical shear
1.1	23.5	32	66	82	1.23	vertical shear
2.2	22.6	21	63	91	1.45	vertical shear
1.1	21.9	29	65	93	1.42	vertical shear
2.2	22.5	23	65	94	1.43	vertical shear
2.1	27.3	28	72	99	1.37	vertical shear
2.7	21.6	31	65	90	1.40	vertical shear
0.9	16.3	41	60	87	1.44	vertical shear
1.4	20.1	35	70	94	1.34	vertical shear
2.6	21.9	25	64	89	1.40	vertical shear
3.3	29.8	14	48	74	1.55	vertical shear
2.0	31.8	19	49	75	1.52	vertical shear
4.8	34.2	14	44	71	1.60	vertical shear
1.5	25.4	20	50	75	1.51	vertical shear
3.4	30.2	14	49	85	1.74	vertical shear
2.5	30.0	20	52	87	1.70	vertical shear
5.1	33.9	18	48	85	1.76	vertical shear
2.1	25.0	21	48	85	1.77	vertical shear

Tab. B.14: Versuchsergebnisse der Versuchskörper – Fortsetzung von Tab. B.12.

Table B.14: Test results of specimens – continuation of Tab. B.12.

0	1	2	3	4	5	6	7	8
1	no.	η [-]	τ_M [N/mm ²]	M / M_{pl} [-]	$L_{v,eff}$ [mm]	Z_p [kN/m]	$A_{p,eff}$ [mm ² /m]	ρ_{sl} [%]
57	V _{LC} 56	0.27	0.153	0.44	729	111	310	0.33
58	V _{LC} 57	0.32	0.181	0.49	729	132	368	0.39
59	V _{LC} 58	0.26	0.147	0.43	729	107	299	0.32
60	V _{LC} 59	0.29	0.164	0.46	729	120	333	0.35
61	V _{LC} 60	0.31	0.176	0.48	729	128	356	0.38
62	V _{LC} 61	0.28	0.159	0.44	729	116	322	0.34
63	V _{LC} 62	0.27	0.153	0.44	729	111	310	0.33
64	V _{LC} 63	0.33	0.187	0.49	729	136	379	0.40
65	V _{LC} 64	0.78	0.379	0.84	722	274	720	0.83
66	V _{LC} 65	0.86	0.418	0.89	722	302	794	0.91
67	V _{LC} 66	0.87	0.423	0.91	722	305	803	0.92
68	V _{LC} 67	0.92	0.447	0.94	722	323	850	0.98
69	V _{LC} 68	0.18	0.054	0.40	855	47	127	0.21
70	V _{LC} 69	0.15	0.045	0.36	855	39	106	0.17
71	V _{LC} 70	0.16	0.048	0.37	855	41	113	0.19
72	V _{LC} 71	0.15	0.045	0.37	855	39	106	0.17
73	V _{LC} 72	0.46	0.186	0.66	974	182	525	0.90
74	V _{LC} 73	0.56	0.227	0.74	974	221	640	1.10
75	V _{LC} 74	0.53	0.215	0.72	974	209	605	1.04
76	V _{LC} 75	0.52	0.211	0.71	974	205	594	1.02
77	V _{LC} 76	0.59	0.597	0.75	353	211	607	0.65
78	V _{LC} 77	0.58	0.581	0.74	353	205	591	0.63
79	V _{LC} 78	0.71	0.462	0.83	554	256	737	0.78
80	V _{LC} 79	0.73	0.474	0.84	554	262	756	0.81
81	V _{LC} 80	0.54	0.539	0.68	353	190	551	0.59
82	V _{LC} 81	0.64	0.428	0.76	529	226	656	0.70

9	10	11	12	13	15	16
$S_{L,u}$ [mm]	w_u [mm]	$V_{0,1}$ [kN/m]	V_u [kN/m]	$V_{Rm,ct}$ [kN/m]	$V_{Rm,ct} / V_u$ [-]	kind of failure
5.7	38.0	20	32	66	2.08	vertical shear
7.0	53.6	25	36	70	1.96	vertical shear
5.6	38.6	20	31	65	2.07	vertical shear
5.7	44.8	24	33	68	2.03	vertical shear
6.2	40.5	23	35	79	2.27	vertical shear
6.0	45.6	20	33	77	2.36	vertical shear
5.4	35.4	21	32	76	2.36	vertical shear
6.1	49.7	22	36	81	2.24	vertical shear
1.0	19.1	22	57	88	1.54	vertical shear
2.6	27.7	24	61	91	1.50	vertical shear
2.2	29.0	21	62	93	1.50	vertical shear
2.4	32.2	24	64	94	1.48	vertical shear
3.5	46.3	7	16	42	2.70	vertical shear
3.4	40.0	8	15	40	2.74	vertical shear
5.9	52.0	8	15	41	2.74	vertical shear
3.0	40.8	9	15	40	2.70	vertical shear
4.4	57.3	21	31	65	2.09	vertical shear
—	41.9	12	35	70	2.01	vertical shear
3.5	52.8	23	33	68	2.06	vertical shear
-	32.8	33	33	68	2.03	vertical shear
3.8	20.8	29	85	73	0.85	longitudinal cracking
6.8	34.5	29	84	72	0.86	longitudinal cracking
4.0	52.5	29	55	78	1.42	vertical shear
2.1	48.0	33	56	78	1.40	vertical shear
3.2	24.0	50	92	87	0.94	longitudinal cracking
2.2	41.0	33	65	93	1.42	vertical shear

Tab. B.15: Versuchsergebnisse der Versuchskörper – Fortsetzung von Tab. B.12.

Table B.15: Test results of specimens – continuation of Tab. B.12.

0	1	2	3	4	5	6	7	8
1	no.	η [-]	τ_M [N/mm ²]	M / M _{pl} [-]	L _{v,eff} [mm]	Z _p [kN/m]	A _{p,eff} [mm ² /m]	ρ_{sl} [%]
2	V _{NC} 1	1.00	0.463	1.00	636	294	823	0.59
3	V _{NC} 2	1.00	0.463	1.00	541	250	700	0.50
5	V _{NC} 3	1.00	0.620	1.00	516	320	901	0.96
6	V _{NC} 4	1.00	0.620	1.00	516	320	901	0.96
7	V _{NC} 5	0.53	0.247	0.87	516	127	352	0.37
8	V _{NC} 6	0.57	0.269	0.90	516	139	383	0.41

9	10	11	12	13	15	16
$s_{L,u}$ [mm]	w_u [mm]	$V_{0,1}$ [kN/m]	V_u [kN/m]	$V_{Rm,ct}$ [kN/m]	$V_{Rm,ct} / V_u$ [-]	kind of failure
-	19.1	--	135	124	0.92	vertical shear
-	18.5	--	144	117	0.82	vertical shear
2.1	22.3	36	122	99	0.81	vertical shear
2.5	19.5	37	117	99	0.84	vertical shear
2.2	18.7	29	89	72	0.81	vertical shear
1.3	19.2	34	91	74	0.81	vertical shear

B.4.2 Datenbasis - Last-Verformungskurven

Versuchskurven der Versuchsserie V_{LC} 1 bis V_{LC} 5 und V_{NC} 1 bis V_{NC} 6 sind bereits in Kap. 6.3 aufgeführt. Der Versuch V_{LC} 24 wurde während der dynamischen Vorbelastung zerstört und wird daher hier nicht aufgeführt. Die Messdaten der Versuchsreihe V_{LC} 76 bis V_{LC} 81 waren für eine Neuauswertung nicht zugänglich.

Alle Daten sind stets unter Berücksichtigung der angegebenen Quellen zu verwenden.

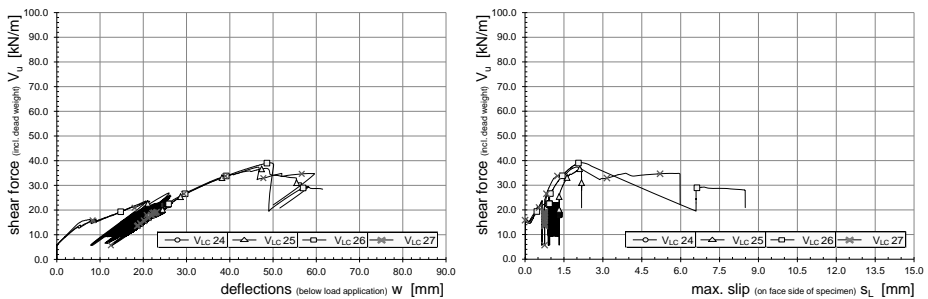


Abb. B.13: Querkraft-Durchbiegungs- und Querkraft-Schlupf-Kurven der Versuchsserie V_{LC} 24 bis V_{LC} 27.

Fig. B.13: Shear force-deflection- and shear force-slip-curves of the test series V_{LC} 24 to V_{LC} 27.

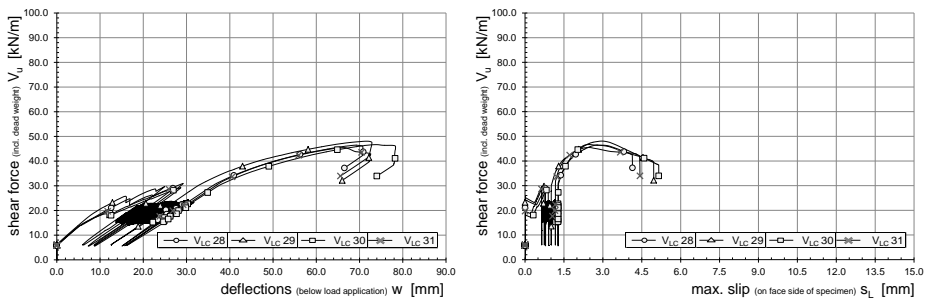


Abb. B.14: Querkraft-Durchbiegungs- und Querkraft-Schlupf-Kurven der Versuchsserie V_{LC} 28 bis V_{LC} 31.

Fig. B.14: Shear force-deflection- and shear force-slip-curves of the test series V_{LC} 28 to V_{LC} 31.

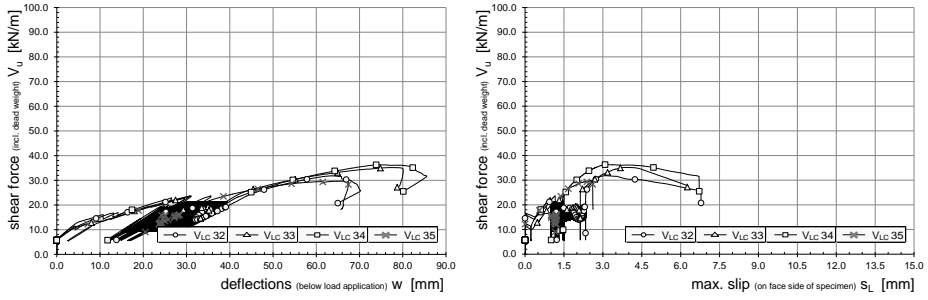


Abb. B.15: Querkraft-Durchbiegungs- und Querkraft-Schlupf-Kurven der Versuchsserie $V_{LC\ 32}$ bis $V_{LC\ 35}$.

Fig. B.15: Shear force-deflection- and shear force-slip-curves of the test series $V_{LC\ 32}$ to $V_{LC\ 35}$.

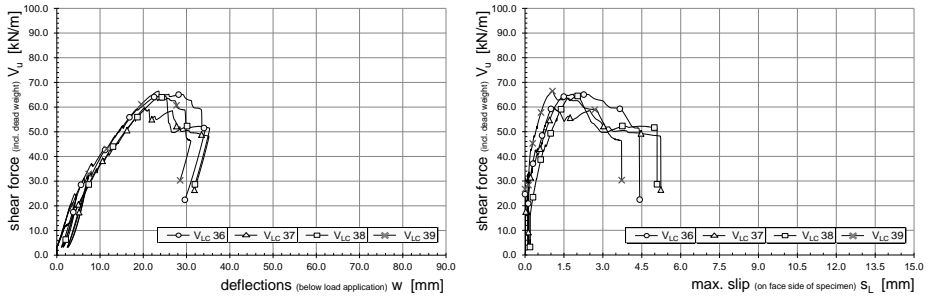


Abb. B.16: Querkraft-Durchbiegungs- und Querkraft-Schlupf-Kurven der Versuchsserie $V_{LC\ 36}$ bis $V_{LC\ 39}$.

Fig. B.16: Shear force-deflection- and shear force-slip-curves of the test series $V_{LC\ 36}$ to $V_{LC\ 39}$.

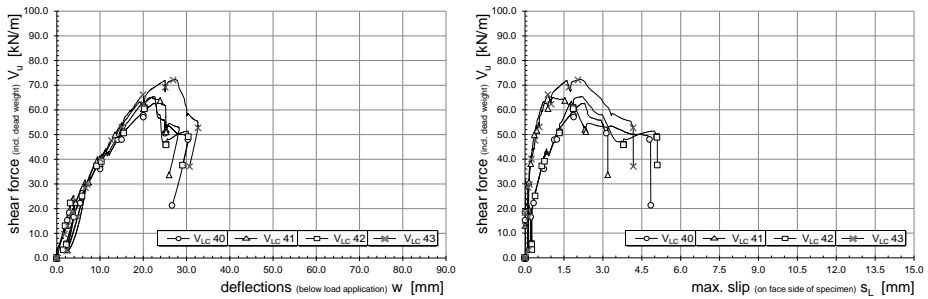


Abb. B.17: Querkraft-Durchbiegungs- und Querkraft-Schlupf-Kurven der Versuchsserie $V_{LC\ 40}$ bis $V_{LC\ 43}$.

Fig. B.17: Shear force-deflection- and shear force-slip-curves of the test series $V_{LC\ 40}$ to $V_{LC\ 43}$.

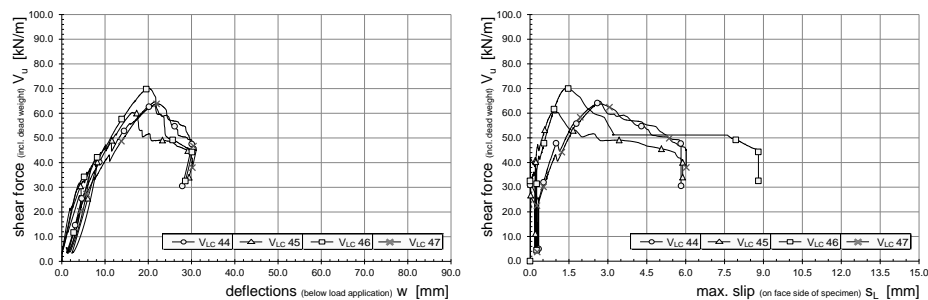


Abb. B.18: Querkraft-Durchbiegungs- und Querkraft-Schlupf-Kurven der Versuchsserie $V_{LC 44}$ bis $V_{LC 47}$.

Fig. B.18: Shear force-deflection- and shear force-slip-curves of the test series $V_{LC 44}$ to $V_{LC 47}$.

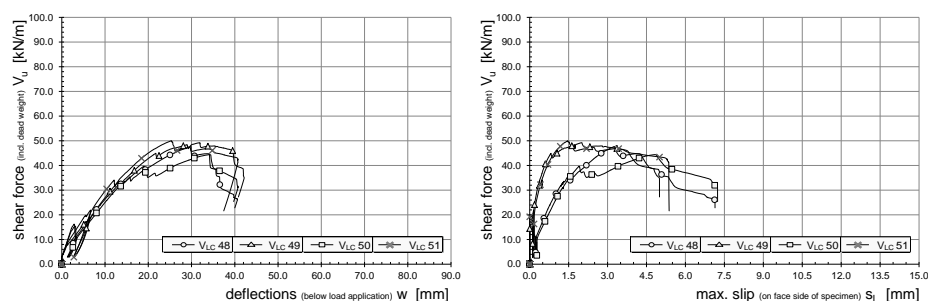


Abb. B.19: Querkraft-Durchbiegungs- und Querkraft-Schlupf-Kurven der Versuchsserie $V_{LC 48}$ bis $V_{LC 51}$.

Fig. B.19: Shear force-deflection- and shear force-slip-curves of the test series $V_{LC 48}$ to $V_{LC 51}$.

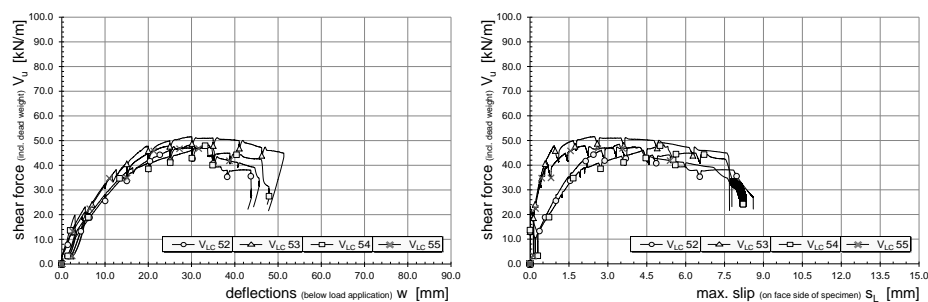


Abb. B.20: Querkraft-Durchbiegungs- und Querkraft-Schlupf-Kurven der Versuchsserie $V_{LC 52}$ bis $V_{LC 55}$.

Fig. B.20: Shear force-deflection- and shear force-slip-curves of the test series $V_{LC 52}$ to $V_{LC 55}$.

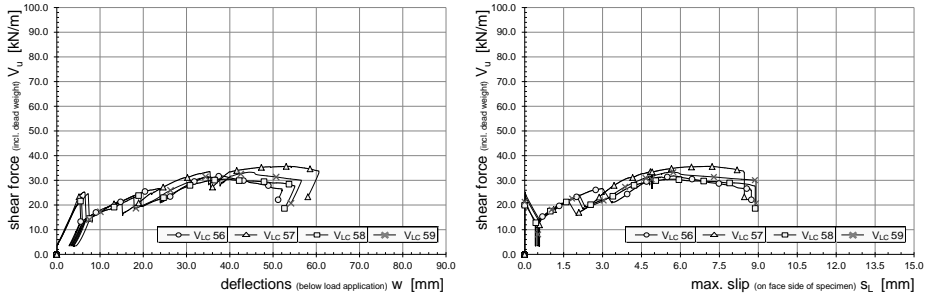


Abb. B.21: Querkraft-Durchbiegungs- und Querkraft-Schlupf-Kurven der Versuchsserie $V_{LC} 56$ bis $V_{LC} 59$.

Fig. B.21: Shear force-deflection- and shear force-slip-curves of the test series $V_{LC} 56$ to $V_{LC} 59$.

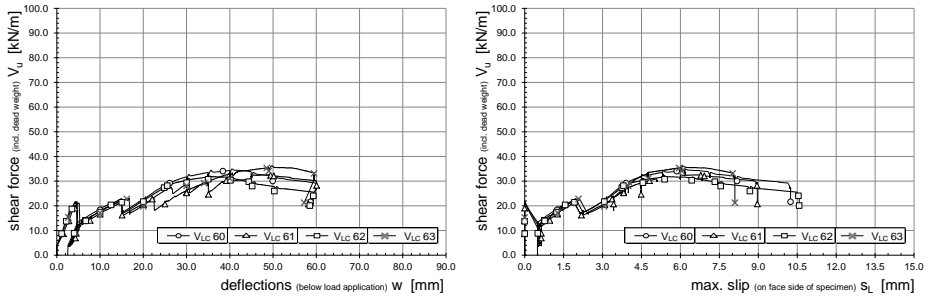


Abb. B.22: Querkraft-Durchbiegungs- und Querkraft-Schlupf-Kurven der Versuchsserie $V_{LC} 60$ bis $V_{LC} 63$.

Fig. B.22: Shear force-deflection- and shear force-slip-curves of the test series $V_{LC} 60$ to $V_{LC} 63$.

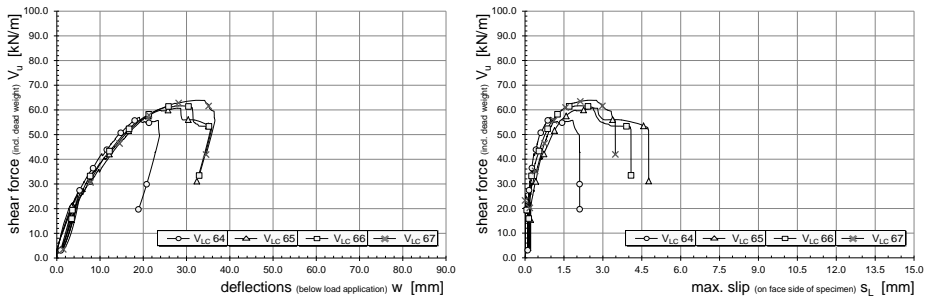


Abb. B.23: Querkraft-Durchbiegungs- und Querkraft-Schlupf-Kurven der Versuchsserie $V_{LC} 64$ bis $V_{LC} 67$.

Fig. B.23: Shear force-deflection- and shear force-slip-curves of the test series $V_{LC} 64$ to $V_{LC} 67$.

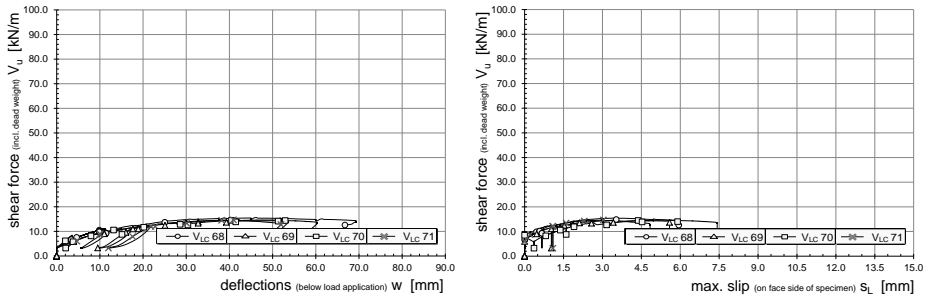


Abb. B.24: Querkraft-Durchbiegungs- und Querkraft-Schlupf-Kurven der Versuchsserie $V_{LC} 68$ bis $V_{LC} 71$.

Fig. B.24: Shear force-deflection- and shear force-slip-curves of the test series $V_{LC} 68$ bis $V_{LC} 71$.

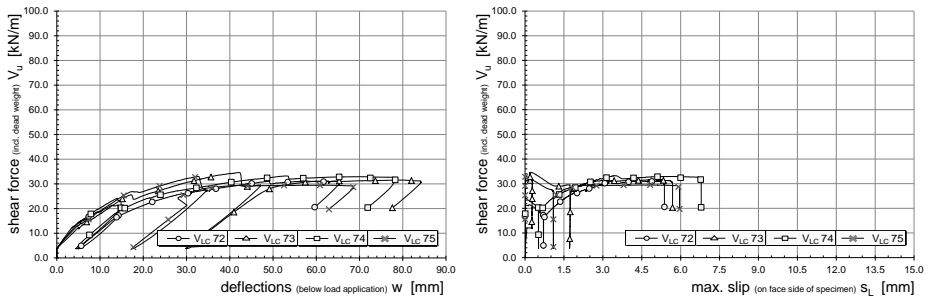


Abb. B.25: Querkraft-Durchbiegungs- und Querkraft-Schlupf-Kurven der Versuchsserie $V_{LC} 72$ bis $V_{LC} 75$.

Fig. B.25: Shear force-deflection- and shear force-slip-curves of the test series $V_{LC} 72$ to $V_{LC} 75$.

B.5 Aufstellung der Modellergebnisse

Tab. B.16: Traganteile und Nachrechnung der Versuchskörper.

Table B.16: Bearing components and evaluation of specimens.

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Bez.	V_u [kN/m]	$V_{p,m}$ [kN/m]	h_{cz} [mm]	$V_{c,cz}$ [kN/m]	G_F [N/m]	L_{ch} [mm]	α [-]	$V_{c,ct}$ [kN/m]	V_{Rm} [kN/m]	V_{Rm} / V_u [-]
2	V _{LC} 1	56	13	17	13	24	110	0.09	11	37	0.66
3	V _{LC} 2	61	11	27	20	47	272	0.09	27	58	0.95
4	V _{LC} 3	59	11	25	19	48	265	0.09	27	56	0.95
5	V _{LC} 4	60	11	28	20	47	265	0.09	26	56	0.94
6	V _{LC} 5	65	11	32	24	48	249	0.09	26	61	0.94
7	V _{LC} 6	67	11	17	15	27	116	0.09	13	39	0.59
8	V _{LC} 7	56	11	24	18	47	272	0.09	27	56	1.00
9	V _{LC} 8	62	11	27	20	48	265	0.09	27	58	0.93
10	V _{LC} 9	57	11	26	19	47	265	0.09	26	55	0.97
11	V _{LC} 10	85	13	34	26	24	110	0.09	11	49	0.58
12	V _{LC} 11	80	11	47	34	47	272	0.09	27	72	0.90
13	V _{LC} 12	80	11	40	30	48	265	0.09	27	68	0.84
14	V _{LC} 13	74	11	39	28	47	265	0.09	26	64	0.87
15	V _{LC} 14	76	11	40	30	48	249	0.09	26	67	0.88
16	V _{LC} 15	83	11	47	35	48	249	0.09	26	72	0.87
17	V _{LC} 16	54	12	37	31	26	123	0.09	14	57	1.06
18	V _{LC} 17	53	12	35	30	26	123	0.09	14	56	1.06
19	V _{LC} 18	76	21	41	41	31	112	0.09	15	77	1.01
20	V _{LC} 19	79	21	42	42	31	112	0.09	15	78	0.99
21	V _{LC} 20	61	21	36	37	33	97	0.09	14	71	1.17
22	V _{LC} 21	64	21	39	40	33	97	0.09	14	74	1.17
23	V _{LC} 22	63	21	36	36	31	100	0.09	13	70	1.11
24	V _{LC} 23	63	21	36	36	31	100	0.09	13	70	1.11
25	V _{LC} 24	31	19	16	12	49	264	0.09	0	32	1.04
26	V _{LC} 25	37	19	23	18	49	264	0.09	0	37	1.01
27	V _{LC} 26	39	19	25	20	49	264	0.09	0	39	1.00
28	V _{LC} 27	37	19	25	20	49	264	0.09	0	39	1.04

Tab. B.17: Traganteile und Nachrechnung der Versuchskörper – Fortsetzung von Tab. B.16.

Table B.17: Bearing components and evaluation of specimens – continuation of Tab. B.16

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Bez.	V_u [kN/m]	$V_{p,m}$ [kN/m]	h_{cz} [mm]	$V_{c,cz}$ [kN/m]	G_F [N/m]	L_{ch} [mm]	α [-]	$V_{c,ct}$ [kN/m]	V_{Rm} [kN/m]	V_{Rm} / V_u [-]
29	V_{LC} 28	47	20	38	27	47	292	0.09	0	47	1.00
30	V_{LC} 29	48	20	37	26	47	292	0.09	0	46	0.95
31	V_{LC} 30	47	20	45	32	47	292	0.09	0	52	1.10
32	V_{LC} 31	45	20	43	31	47	292	0.09	0	50	1.11
33	V_{LC} 32	32	12	27	21	48	256	0.09	0	32	1.02
34	V_{LC} 33	35	12	27	20	48	256	0.09	0	32	0.91
35	V_{LC} 34	36	12	26	19	48	256	0.09	0	31	0.86
36	V_{LC} 35	30	12	20	15	48	256	0.09	0	27	0.90
37	V_{LC} 36	65	12	21	19	52	210	0.09	26	56	0.86
38	V_{LC} 37	60	12	18	16	52	210	0.09	26	53	0.89
39	V_{LC} 38	64	12	20	18	52	210	0.09	26	55	0.86
40	V_{LC} 39	66	20	20	18	52	210	0.09	26	64	0.96
41	V_{LC} 40	63	20	15	18	62	170	0.09	27	66	1.05
42	V_{LC} 41	65	20	16	20	62	170	0.09	27	67	1.02
43	V_{LC} 42	65	20	16	19	62	170	0.09	27	66	1.01
44	V_{LC} 43	72	20	19	22	62	170	0.09	27	69	0.96
45	V_{LC} 44	65	20	18	21	62	160	0.09	26	66	1.02
46	V_{LC} 45	60	20	16	19	62	160	0.09	26	64	1.06
47	V_{LC} 46	70	20	20	23	62	160	0.09	26	69	0.98
48	V_{LC} 47	64	20	17	20	62	160	0.09	26	66	1.03
49	V_{LC} 48	48	12	15	13	52	210	0.09	26	51	1.06
50	V_{LC} 49	49	12	15	14	52	210	0.09	26	51	1.04
51	V_{LC} 50	44	12	13	12	52	210	0.09	26	49	1.11
52	V_{LC} 51	50	12	16	14	52	210	0.09	26	52	1.03
53	V_{LC} 52	49	12	12	15	63	162	0.09	27	54	1.11
54	V_{LC} 53	52	12	13	16	63	162	0.09	27	55	1.07
55	V_{LC} 54	48	12	11	14	63	162	0.09	27	53	1.10
56	V_{LC} 55	48	12	11	14	63	162	0.09	27	53	1.11

Tab. B.18: Traganteile und Nachrechnung der Versuchskörper – Fortsetzung von Tab. B.16

Table B.18: Bearing components and evaluation of specimens – continuation of Tab. B.16.

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Bez.	V_u [kN/m]	$V_{p,m}$ [kN/m]	h_{cz} [mm]	$V_{c,cz}$ [kN/m]	G_F [N/m]	L_{ch} [mm]	α [-]	$V_{c,ct}$ [kN/m]	V_{Rm} [kN/m]	V_{Rm} / V_u [-]
57	V _{LC} 56	32	19	9	9	52	210	0.09	0	28	0.87
58	V _{LC} 57	36	19	11	10	52	210	0.09	0	29	0.82
59	V _{LC} 58	31	19	9	8	52	210	0.09	0	27	0.87
60	V _{LC} 59	33	19	10	9	52	210	0.09	0	28	0.85
61	V _{LC} 60	35	19	9	11	63	162	0.09	0	30	0.86
62	V _{LC} 61	33	19	8	10	63	162	0.09	0	29	0.89
63	V _{LC} 62	32	19	8	10	63	162	0.09	0	29	0.89
64	V _{LC} 63	36	19	9	12	63	162	0.09	0	31	0.85
65	V _{LC} 64	57	19	19	16	53	259	0.09	29	65	1.13
66	V _{LC} 65	61	19	21	18	53	259	0.09	29	66	1.09
67	V _{LC} 66	62	19	20	17	53	274	0.09	31	67	1.09
68	V _{LC} 67	64	19	22	18	53	274	0.09	31	68	1.07
69	V _{LC} 68	16	15	3	2	63	162	0.09	0	18	1.13
70	V _{LC} 69	15	15	2	2	63	162	0.09	0	17	1.18
71	V _{LC} 70	15	15	3	2	63	162	0.09	0	17	1.17
72	V _{LC} 71	15	15	2	2	63	162	0.09	0	17	1.17
73	V _{LC} 72	31	17	12	10	63	162	0.09	0	27	0.88
74	V _{LC} 73	35	17	14	12	63	162	0.09	0	30	0.85
75	V _{LC} 74	33	17	13	12	63	162	0.09	0	29	0.87
76	V _{LC} 75	33	17	13	11	63	162	0.09	0	29	0.86
77	V _{LC} 76	85	20	26	22	27	106	0.09	12	55	0.65
78	V _{LC} 77	84	20	25	22	27	106	0.09	12	55	0.65
79	V _{LC} 78	55	20	30	26	27	106	0.09	12	58	1.05
80	V _{LC} 79	56	20	31	27	27	106	0.09	12	60	1.07
81	V _{LC} 80	92	20	17	25	69	144	0.09	28	72	0.78
82	V _{LC} 81	65	20	20	29	69	141	0.09	27	76	1.18

Tab. B.19: Traganteile und Nachrechnung der Versuchskörper – Fortsetzung von Tab. B.16.

Table B.19: Bearing components and evaluation of specimens – continuation of Tab. B.16.

0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Bez.	V_u [kN/m]	$V_{p,m}$ [kN/m]	h_{cz} [mm]	$V_{c,cz}$ [kN/m]	G_F [N/m]	L_{ch} [mm]	α [-]	$V_{c,ct}$ [kN/m]	V_{Rm} [kN/m]	V_{Rm} / V_u [-]
2	$V_{NC} 1$	135	20	33	33	75	445	0.12	80	132	0.98
3	$V_{NC} 2$	144	20	33	33	75	445	0.12	80	132	0.92
5	$V_{NC} 3$	122	20	32	36	80	335	0.12	66	122	1.00
6	$V_{NC} 4$	117	20	32	36	80	335	0.12	66	122	1.04
7	$V_{NC} 5$	89	9	13	13	76	374	0.12	69	90	1.01
8	$V_{NC} 6$	91	9	14	14	76	374	0.12	69	91	1.00

Lebenslauf

Persönliche Daten

Name: Simon Sebastian Hartmeyer
Staatsangehörigkeit: deutsch

Berufliche Laufbahn

08/2011 – 12/2013 Freier Mitarbeiter im Ingenieurbüro „Voss & Kamb und Partner“ in Kaiserslautern in der baustatischen Prüfung und der Tragwerksplanung
01/2009 – 09/2013 Wissenschaftlicher Mitarbeiter bei Prof. Dr.-Ing. W. Kurz am Fachgebiet Stahlbau der Technischen Universität Kaiserslautern
01/2009 – 09/2013 Koordinator des vom Land Rheinland-Pfalz initiierten Forschungsschwerpunktes „Nachhaltige Bauwirtschaft“ der TU Kaiserslautern

Zusätzliche Ausbildung

10/2010 – 06/2011 Ausbildung zum internationalen Schweißfachingenieur (IWE)

Hochschulausbildung

10/2003 – 12/2008 Studium des Bauingenieurwesens an der Technischen Universität Kaiserslautern, Abschluss als Diplom-Ingenieur:
▪ Studienschwerpunkt: Stahlbau, Massivbau, Grundbau
Auszeichnung mit dem Conrad-Freytag-Preis

Schulausbildung

2000 - 2003 Abitur am Wirtschaftsgymnasium Kusel
1995 - 2000 Mittlere Reife am staatlichen Gymnasium Kusel